

Università di Pisa



Scuola di Ingegneria

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile e delle Costruzioni Civili

Tesi di Laurea

LA PROGETTAZIONE SISMICA DEI MAGAZZINI AUTOPORTANTI VERTICALI

Relatori:

Prof. Ing. Walter Salvatore

Ing. Francesco Morelli

Ing. Francesco Lippi

Candidato:

Valentina Falleni

Anno Accademico 2015/2016

Indice

Introduzione	5
1 Le scaffalature metalliche	7
1.1. Classificazione funzionale	8
1.1.1 Sistemi di stoccaggio di unità di carico pallettizzate	8
1.1.2 Sistemi di stoccaggio di unità di carico di piccole dimensioni.....	10
1.1.3 Magazzini automatizzati	11
1.2. Classificazione funzionale	12
1.2.1 Le scaffalature a ripiani	13
1.2.2 Le scaffalature a correnti	14
1.2.3 I Magazzini automatici	15
1.3. Comportamento strutturale	16
1.3.1 Aspetti generali	16
1.3.2 Progettazione strutturale in zona sismica	17
1.3.3 Aspetti Critici	18
2 Inquadramento normativo attuale.....	19
2.1. Normative tecniche per la progettazione statica	20
2.1.1 Normative Tecniche Europee.....	20
2.1.2 Norme “di buona tecnica”	20
2.2. Normative tecniche per la progettazione sismica.....	21
2.2.1 Normative Tecniche Europee.....	21
2.2.2 Norme “di buona tecnica”	21
2.2.3 Norme di Progettazione Antisismica Applicabili in Italia	21
2.2.4 Normative e linee guida internazionali	22
2.3. Quadro Normativo internazionale	22
2.4. Quadro Normativo europeo.....	23
2.5. La situazione italiana.....	24
2.5.1 Norme di Progettazione Antisismica Applicabili in Italia per le scaffalature	25
2.6. Differenze tra le prescrizioni normative	26
2.6.1 Analisi sismica: spettro di risposta.....	26
2.6.2 Modellazione : tipologie strutturali e fattori di struttura	29
2.6.3 Metodi di analisi	31

2.6.3.1	Fattore di non linearità geometrica	31
2.6.3.2	Analisi modale a spettro di risposta.....	32
2.7	Norme di Progettazione Antisismica Applicabili in Italia per i MAV	33
2.7.1	Progettazione sismica dei MAV	34
2.7.2	Osservazione sui magazzini autoportanti	35
3	Obiettivi e Metodologia.....	37
4	Progettazione dei casi studio.....	41
4.1	Progettazione elastica	41
4.1.1	Descrizione dell'opera	41
4.1.2	Normativa di riferimento.....	42
4.1.3	Caratteristiche dei materiali	43
4.1.3.1	Acciaio.....	43
4.1.3.2	Bullonatura.....	43
4.1.3.3	Calcestruzzo.....	43
4.1.4	Vita nominale e classe d'uso.....	44
4.1.5	Azioni di Progetto e Combinazioni.....	44
4.1.5.1	Pesi propri dei materiali strutturali	44
4.1.5.2	Carichi permanenti non strutturali	44
4.1.5.3	Carichi variabili.....	45
4.1.5.4	Azione del vento.....	45
4.1.5.5	Azione della neve.....	48
4.1.5.6	Azione sismica.....	49
4.1.6	Combinazioni	53
4.1.6.1	Stati limite ultimi (SLU)	53
4.1.6.2	Stati limite di esercizio (SLE)	54
4.1.6.3	Stati limite di salvaguardia della vita (SLV)	54
4.1.6.4	Stati limite di Danno (SLD).....	54
4.1.7	Schema strutturale	55
4.1.7.1	Risposta nei confronti dell'azione sismica	55
4.1.8	Analisi strutturale assistita: Software SAP 2000.....	56
4.1.8.1	Modellazione numerica	56
4.1.8.2	Casi elementari di carico	58
4.1.8.3	Analisi lineare.....	60

4.1.8.3.1	Analisi lineare dinamica	61
4.1.8.3.2	Modi Propri di vibrazione.....	62
4.1.8.4	Analisi delle Azioni Sismiche	63
4.1.8.5	Diagrammi delle Sollecitazioni.....	64
4.1.9	Verifiche strutturali	64
4.1.9.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi della Struttura principale.....	64
4.1.9.1.1	Verifica delle non linearità geometriche.....	65
4.1.9.1.2	Colonne	66
4.1.9.1.3	Traverso di carico	69
4.1.9.1.4	Controventi verticali.....	70
4.1.9.1.5	Trave porta Pallet.....	72
4.1.10	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio	74
4.1.10.1	Verifica di deformabilità sotto Azioni Sismiche SLD	74
4.1.11	Collegamenti	75
4.1.11.1	Collegamento bullonato - Trave porta Pallet	75
4.1.11.2	Collegamenti saldati	78
4.1.11.2.1	Controventi diagonali.....	78
4.1.11.2.2	Traverso di carico	79
4.1.11.3	Collegamento di fondazione.....	82
4.1.11.3.1	Piastra di base.....	83
4.1.11.3.2	Tirafondi e rosetta di ancoraggio.....	85
4.2	Progettazione “dissipativa” ($q=2$).....	87
4.2.1	Materiali.....	87
4.2.2	Azione sismica.....	88
4.2.3	Analisi strutturale assistita: Software SAP 2000.....	90
4.2.3.1	Modellazione numerica	90
4.2.3.2	Analisi lineare.....	91
4.2.3.3	Analisi lineare dinamica.....	92
4.2.3.3.1	Modi Propri di Vibrazione.....	93
4.2.3.4	Analisi delle Azioni Sismiche	93
4.2.4	Verifiche strutturali	94
4.2.4.1	Verifiche allo Stato Limite di Danno (SLD)	94
4.2.4.2	Verifiche agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)	96
4.2.4.2.1	Verifiche delle non linearità geometriche	96

4.2.4.2.2 Controventi concentrici.....	97
4.2.4.2.3 Travi	100
4.2.4.2.4 Colonne	102
4.2.5 Collegamenti in zone dissipative.....	105
4.2.5.1 Connessioni dei diagonali	105
4.2.5.2 Collegamenti di base.....	109
4.2.5.2.1 Piastra di base.....	110
4.2.5.2.2 Tirafondi e rosetta di ancoraggio.....	112
4.3 Confronto sugli approcci progettuali eseguiti.....	113
5 Analisi statica non lineare.....	115
5.1 Analisi statica non-lineare secondo l'NTC08	115
5.2 Modellazione degli elementi strutturali	119
5.2.1 Elementi dissipativi.....	120
5.2.2 Tecniche di modellazione.....	120
5.2.3 Elementi non dissipativi	123
5.3 I risultati dell'analisi non lineare	123
5.3.1 Analisi Pushover con carico uniforme.....	123
5.3.1.1 Risultati della Pushover per la struttura progettata con $q=1$	124
5.3.1.2 Risultati della Pushover per la struttura progettata con $q=2$	127
5.3.2 Analisi Pushover con distribuzione dei tagli di piano	130
5.3.2.1 Risultati della Pushover per struttura progettata con $q=1$	130
5.3.2.2 Risultati della Pushover per la struttura progettata con $q=2$	133
5.3.3 Conclusioni sui risultati delle analisi statiche non lineari.....	136
5.3.3.1 Legame duttilità locale-fattore di struttura $\mu_d - q$	137
6 Analisi statistica presso System Logistics S.p.A.	139
6.1 I magazzini industriali.....	140
6.2 Analisi Dati.....	141
6.3 Conclusioni sui Risultati ottenuti.....	143
Conclusioni.....	144

Introduzione

Nella catena logistica che accompagna i prodotti dalla produzione al consumo, le scaffalature metalliche sono strutture essenziali. Tali strutture sono state adottate con sempre maggiore frequenza sia in ambito industriale che commerciale. Il moderno processo di globalizzazione del commercio ha portato alla necessità di magazzini di stoccaggio di grandi dimensioni. Le scaffalature storicamente sono state concepite, progettate, prodotte e ottimizzate per portare carichi verticali rilevanti in rapporto al loro peso, costituiti dalle merci immagazzinate, nonostante siano realizzate con elementi estremamente snelli, per lo più profili sottili formati a freddo. A seguito di eventi sismici rilevanti, avvenuti principalmente negli Stati Uniti, i quali hanno provocato il collasso di queste particolari tipologie strutturali, le associazioni di produttori hanno sostenuto lo sviluppo di criteri di progettazione antisismici. Nonostante tali criteri, i problemi delle scaffalature metalliche tradizionali non sono stati risolti completamente. La previsione del comportamento strutturale delle scaffalature industriali è molto complessa perché è influenzata dalla particolare geometria dei componenti, prevalentemente profili con sezioni perforate e connessioni con comportamento non lineare. In Italia, infatti, il terremoto verificatosi nel maggio 2012 in Emilia ha colpito un'area fortemente industrializzata e ha reso evidente le inadeguatezze strutturali e la vulnerabilità ai carichi dinamici dei magazzini industriali, non adeguatamente considerate in precedenza. Oggi gli edifici industriali per lo stoccaggio delle merci e dei prodotti sono diventate oggetto di massima attenzione in tutto il territorio. La pubblicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, NTC08, entrate in vigore nel luglio del 2009, definiscono tutto il territorio italiano come zona soggetta a terremoti, pertanto risulta obbligatorio considerare l'azione sismica nella progettazione degli edifici. Tuttavia, la Legislazione Italiana introduce una classificazione delle scaffalature:

- Le scaffalature industriali e da interni: sono contenute all'interno di opere ordinarie di ingegneria civile, sono generalmente considerate come “attrezzature da magazzino” non soggette ai requisiti delle NTC08.
- Le scaffalature industriali autoportanti: sono considerate delle vere e proprie costruzioni, costituiscono direttamente la struttura portante di edifici o di parti di essi e sono per questo soggette alle prescrizioni delle NTC08.

Il presente lavoro ha come oggetto i magazzini autoportanti verticali, i MAV. I MAV rappresentano un'evoluzione delle scaffalature metalliche tradizionali, realizzati con la medesima tecnologia e materiali dei magazzini ordinari. Essi sono caratterizzati da un più alto impegno statico e sismico, e da maggiori dimensioni, peculiarità che li rende particolarmente funzionali dal punto di vista logistico. I magazzini autoportanti sono strutture dotate di sistemi automatici di stoccaggio delle unità di carico, i traslo-elevatori. Il terremoto del 2012 ha prodotto danneggiamenti significativi ai Magazzini Automatici Verticali, con eventi di collasso globale. I danneggiamenti strutturali più rilevanti sono stati causati da collassi per instabilità locale e globale dei profili in parete sottile sagomati a freddo, particolarmente esposti a questo tipo di fenomeni. Dove non si è verificato il collasso, la struttura ha subito deformazioni permanenti tradotti in spostamenti orizzontali crescenti con l'altezza che ne hanno compromesso la funzionalità impedendo il corretto funzionamento dei traslo-elevatori. La tesi riguarda la progettazione di un magazzino autoportante verticale secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M 14.01.08) in materia di progettazione antisismica. L'edificio analizzato come caso studio è interamente concepito in acciaio strutturale e ha dimensioni in pianta di 75 per 20 metri ed in altezza di 25 metri, è caratterizzato da 17 livelli di carico con una capienza di stoccaggio di 12.580 pallet. L'obiettivo del lavoro consiste nella valutazione della capacità dissipativa dei magazzini autoportanti verticali in caso di eventi sismici. La progettazione è stata condotta seguendo due approcci: il primo conferisce alla struttura un comportamento "non dissipativo" e il secondo un comportamento "dissipativo".

Nell'ambito di tale tesi saranno illustrate:

- I. Le tipologie tipiche delle scaffalature industriali;
- II. Un richiamo all'attuale quadro normativo con particolare riferimento alla progettazione per azioni sismiche;
- III. I metodi progettuali condotti;
- IV. Le analisi non lineari eseguite per indagare le prestazioni sismiche di questa particolare tipologia strutturale;
- V. Le logiche di carico elaborate mediante l'indagine svolta sui dati reali relativi alle variazioni del peso della merce immagazzinata presso l'azienda logistica System Logistics S.p.A.

Capitolo 1

Le scaffalature metalliche

Le scaffalature in carpenteria metallica rappresentano le strutture di immagazzinaggio attualmente utilizzate in ambito industriale e commerciale, grazie alla semplicità di montaggio dovuta ai particolari componenti che le costituiscono. Il loro utilizzo negli ultimi anni ha avuto un incremento in tutto il mondo fino ad essere oggi parte essenziale nella logistica industriale. Le scaffalature metalliche sono state in passato ideate per sostenere i carichi verticali statici, esse sono costituite da piani di carico sostenuti dai montanti laterali, questi ultimi costituiscono le “spalle” e vengono connessi tra di loro tramite una controventatura. Lo schema base di funzionamento può essere integrato da controventi a livello di piano oppure in direzione longitudinale, al fine di garantire la stabilità della scaffalatura anche in presenza di azioni orizzontali. Ciascuna tipologia può essere adottata per la realizzazione di magazzini a varia destinazione d’uso (industriale, commerciale, etc.) in funzione delle caratteristiche geometriche e funzionali. I parametri di partenza per il progetto di un magazzino sono le dimensioni volumetriche disponibili, le dimensioni geometriche dei corridoi di accesso (con particolare attenzione all’ingombro dei mezzi meccanici di movimentazione dei materiali come i traslo-elevatori automatici), le dimensioni ed i carichi della da immagazzinare fondamentali per il funzionamento ottimale del magazzino. Si deve inoltre eseguire la progettazione della logica di magazzino con lo scopo di accelerare le operazioni di stoccaggio e di recupero della merce mediante il posizionamento dei prodotti in funzione della loro frequenza di richiesta. Tali parametri conducono alla scelta della tipologia di magazzino più adatta. Il mondo delle scaffalature è estremamente variegato ed è per questo che bisogna eseguire una sorta di classificazione che le differenzia a seconda delle caratteristiche costruttive e di funzionamento. La classificazione è proposta dalla norma UNI EN 15878:2010, “*Steel static storage systems- Terms and definitions*”, norma di buona tecnica europea.

1.1. Classificazione funzionale

1. Sistemi di stoccaggio di unità di carico pallettizzate;
2. Sistemi di stoccaggio di unità di carico di piccole dimensioni;
3. Magazzini automatizzati;

1.1.1 Sistemi di stoccaggio di unità di carico pallettizzate

- Scaffalatura porta pallet regolabile:

insieme di spalle collegate da correnti orizzontali per permettere lo stoccaggio della merce su livelli verticali. I correnti sono delle mensole sulle quali si appoggiano le estremità del pallet. Questo consente al carrello a forche di entrare lungo la scaffalatura per prelevare le unità di carico, u.d.c. .



Figura1.1: Scaffalatura porta-pallet.

- Magazzini con scaffalature bifrontali:

si differenziano per i correnti che sono dei veri e propri ripiani su cui appoggiare le unità di carico.

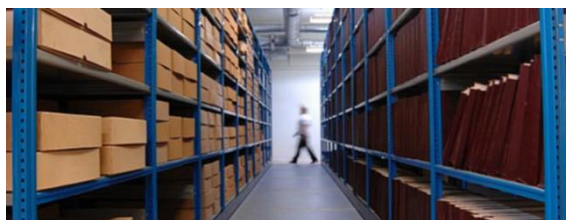


Figura1.2: Scaffalatura bifrontale a ripiani in magazzino multipiano.

In questa tipologia tutte le unità di carico sono direttamente accessibili per le operazioni di prelievo. Si tratta di soluzioni più efficienti da questo punto di vista, ma che richiedono per contro investimenti più elevati dati principalmente dal costo delle scaffalature.

- Scaffalature cantilever:

sono scaffalature per lo stoccaggio di carichi lunghi, per questo motivo sono formati da ripiani a sbalzo senza l'ingombro costituito dai montanti frontali.



Figura1.3: Scaffalatura cantilever.

- Magazzini dinamici per unità di carico pallettizzate:

una prima tipologia è rappresentata dal cosiddetto magazzino a scaffali traslanti, la cui schematizzazione è riportata in Figura.



Figura1.4: Magazzino dinamico con scaffali traslanti.

Si tratta di una soluzione particolarmente adatta allo stoccaggio di unità di carico caratterizzate da movimentazioni ridotte, dal momento che i tempi di movimentazione sono notevolmente affetti dal tempo necessario per lo spostamento delle scaffalature. Inoltre anche i costi di investimento sono piuttosto elevati per il costo delle scaffalature stessa.

- Magazzini dinamici live storage:

è caratterizzato da scaffalature inclinate sulle quali scorrono le unità di carico, così come riportato in figura. Le unità di carico entrano nei ripiani e proseguono sempre nella medesima direzione uscendo così dal lato opposto, in questo modo il primo che

entra sarà il primo ad uscire, gestione FIFO (First in-First out) della merce, poiché in questa tipologia le operazioni di stoccaggio e di prelievo avvengono dalle parti opposte. Solitamente il piano di scorrimento è a rulli in modo da facilitare lo scorrimento stesso.



Figura1.5: Magazzino a gravità o “APR Pallet live storage”.

- Magazzini dinamici con canali in contropendenza:

si possono ripetere le stesse considerazioni viste per i magazzini live storage, figura.



Figura1.6: Scaffalatura “Drive-in”.

La differenza sostanziale rispetto al live storage è rappresentata dal fatto che in questo caso, I pallet sono posizionati in doppia o multipla profondità ed entrano ed escono dalla stessa via di accesso, di conseguenza il magazzino è adatto per una gestione LIFO (Last in – Last out) delle scorte.

1.1.2 Sistemi di stoccaggio di unità di carico di piccole dimensioni

I sistemi di deposito utilizzati invece per lo stoccaggio di unità di carico di piccole dimensioni sono dei magazzini in cui vengono effettuate operazioni di picking (prelievo di merce avente caratteristica diversa).I sistemi più diffusi sono rappresentati dai caroselli (orizzontali e verticali).

- Caroselli orizzontali e verticali:

sono i sistemi di stoccaggio più diffusi a livello industriale che adottano la filosofia materiali verso operatore. I magazzini a carosello orizzontale, di cui un esempio viene riportato in Figura 1.7, sono caratterizzate da celle di carico automatizzate che si muovono su di un percorso orizzontale in modo da portare la colonna di interesse in prossimità dell'operatore che rimane invece fisso.



Figura 1.7: magazzini a carosello orizzontale a sinistra e carosello verticale a destra.

Il prelievo avviene su un piano fisso verticale ad altezze variabili tra 0÷2 m. Nel caso di caroselli verticali la direzione del moto è invece verticale e il prelievo avviene sempre alla stessa altezza su un piano orizzontale. Questi sistemi sono quindi preferibili da un punto di vista ergonomico, inoltre rispetto ai caroselli orizzontali consentono di sfruttare appieno lo spazio dedicato (nei primi le altezze sono limitate dall'altezza raggiungibile dall'operatore). Per contro i caroselli verticali costano circa il 40% in più rispetto agli orizzontali.

1.1.3 Magazzini automatizzati

- Magazzini automatici:

si tratta di strutture caratterizzate da scaffalature bifrontali in cui i carrelli a forche utilizzati per le operazioni di carico e scarico sono sostituiti con traslo-elevatori che si muovono lungo i corridoi del magazzino.

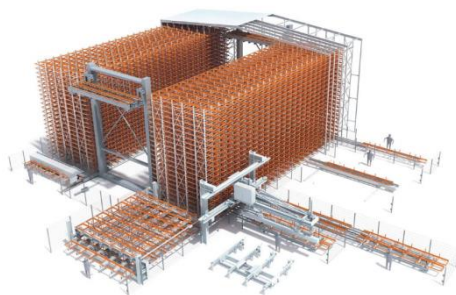


Figura 1.8: Magazzini automatici serviti da traslo-elevatori.

Ogni traslo-elevatore gestisce le movimentazioni all'interno di un singolo corridoio, in altri casi, invece, un singolo traslo-elevatore si può muovere tra i diversi corridoi tramite un binario trasversale posto in testa al magazzino. Il sistema di controllo gestisce il magazzino e organizza le movimentazioni sulla base di specifiche logiche di magazzino ottimizzando le variabili di processo. Il magazzino è quindi gestito automaticamente con elevate prestazioni in termini potenzialità di movimentazione e rintracciabilità dei materiali mantenuti a scorta. Purtroppo questi sistemi presentano un limite, rappresentato dall'elevato costo connesso con la struttura del magazzino (autoportante) e del sistema di movimentazione (traslo-elevatori) e controllo.

1.2 Classificazione funzionale

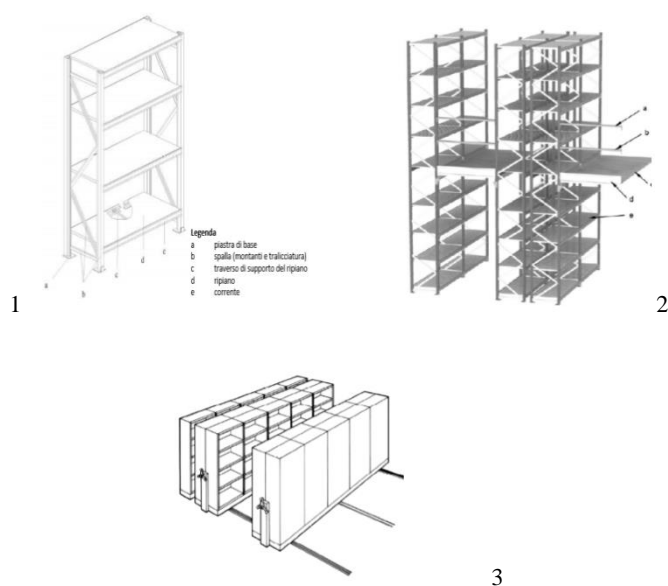
Nonostante la molteplicità dei prodotti creati dai vari costruttori, è possibile classificare le scaffalature metalliche anche dal punto di vista strutturale in due grandi tipologie:

- Scaffalature a ripiani: i piani di carico sono ottenuti mediante ripiani collegati ai montanti delle spalle. Sono generalmente assenti controventi di piano, la scaffalatura può essere completata da un sistema di controventatura dorsale, la quale conferisce maggiore rigidità e resistenza in direzione asse magazzino, tipicamente per applicazioni in zona sismica. Vengono impiegate per pesi della merce medio-bassa.
- Scaffalature a correnti: i piani di carico sono ottenuti mediante correnti longitudinali, tipicamente profilati aperti in parete sottile, incastrati o semi-incastrati ai montanti delle spalle. Spesso sono installati controventi piano ed è presente anche una controventatura dorsale. Vengono impiegate per pesi della merce medio-alta.

1.2.1 Le scaffalature a ripiani

La scaffalatura a ripiani (“Shelving”) è una tipologia molto utilizzata quando la merce è costituita da materiale di piccola dimensione. La struttura è composta da spalle verticali, tipicamente costituite da due montanti uniti da traversi orizzontali, e dai ripiani di appoggio delle merci. La scaffalatura a ripiani può essere utilizzata per la realizzazione di molte delle tipologie di magazzino precedentemente descritte, come ad esempio:

- Magazzini multipiano o “Multi-tier shelving”, con passerelle di servizio costituite da travi fissate ai montanti delle spalle e grigliati metallici di calpestio;
- Magazzini compattabili costituiti da scaffalature a ripiani su carrelli scorrevoli che consentono la movimentazione di intere file allo scopo di eliminare lo spazio inutilizzato dei corridoi di accesso, riducendo in modo consistente l’ingombro. Il sistema di movimentazione può essere manuale, elettrico e/o elettronico;
- Scaffalatura monomontante a Gondola o “Cantilever shelving system” dove i ripiani di carico sono sostenuti da mensole.



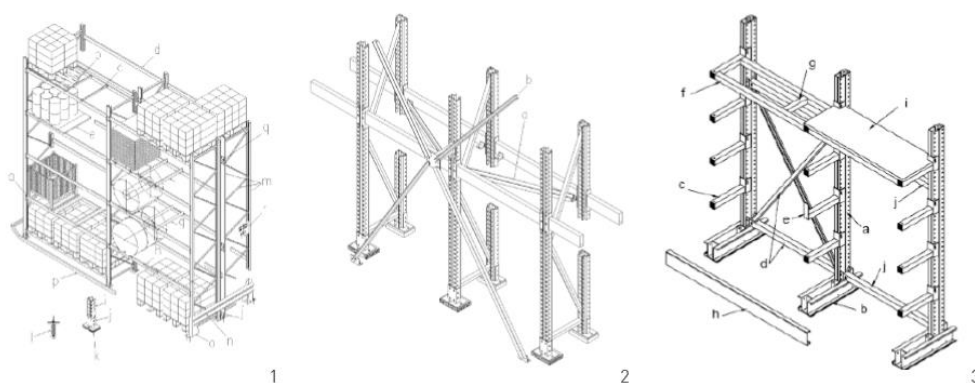
1. Scaffalatura a ripiani o “Shelving”: schema generale
2. Scaffalatura multipiano o “Multi-tier shelving”: schema generale
3. Magazzini compattabili o “Mobile shelving”: schema generale

Figura 1.9: Schemi Strutturali generali per le scaffalature a ripiani.

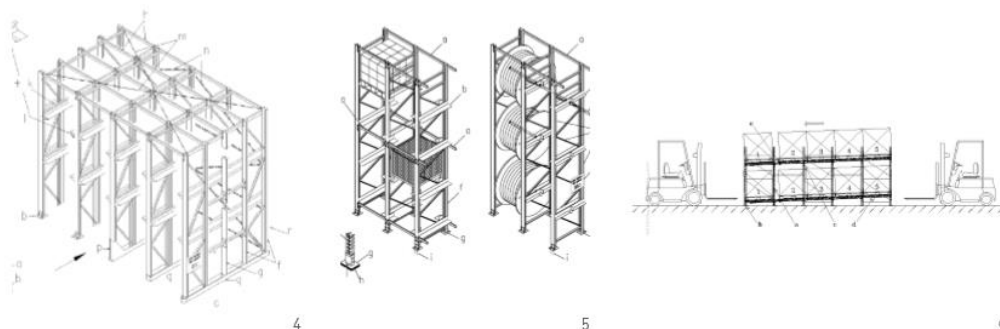
1.2.2 Le scaffalature a correnti

La scaffalatura a correnti costituisce la soluzione più diffusa per l'immagazzinaggio di unità di carico con dimensioni standardizzate ("Pallet" o altro) movimentate mediante mezzi meccanici. La struttura è composta da spalle verticali controventate secondo vari schemi (K, D, Z, X), dai correnti orizzontali o trasversi connessi ai montanti mediante sistemi di accoppiamento meccanico a incastro (connettori sagomati) o bullonati e da controventi verticali longitudinali, disposti sul lato interno dei ripiani di carico in modo da non interferire con il posizionamento delle merci. I mezzi di movimentazione hanno accesso ai corridoi creati dalle spalle, i pallet sono appoggiati su mensole di dimensione ridotta fissate direttamente alle spalle. Non sono presenti controventi di piano a nessun livello di carico tranne che in sommità. La scaffalatura a correnti può essere utilizzata per la realizzazione di molte tipologie di magazzini precedentemente descritti, come ad esempio:

- Magazzini ad alta densità ("Drive-in and Drive-through pallet racking");
- Magazzini automatizzati ("S/R machine pallet racking");
- Magazzini aperti ("Open face pallet racking");
- Scaffalature Cantilever o "Cantilever racking";
- Magazzini compattabili meccanizzati o "Mobile racking";
- Magazzini a gravità o "Pallet live storage".



1. Scaffalatura a correnti o "Adjustable pallet racking APR": schema generale
2. Scaffalatura a correnti o "Adjustable pallet racking APR": soluzione con controvento verticale dorsale o "Spine bracing"
3. Scaffalatura Cantilever o "Cantilever racking": schema generale



4. Scaffalatura “Drive-in”: schema generale
5. Scaffalatura “Adjustable pallet racking –APR” a fronte libero (Open Front): schema generale
6. Magazzino a gravità o “APR Pallet live storage”: schema generale

Figura 1.10: Schemi Strutturali generali per le scaffalature a correnti.

1.2.3 I Magazzini automatici

I magazzini autoportanti verticali, MAV, costituiscono una tipologia particolare, considerati come lo sviluppo delle scaffalature ordinarie in acciaio. I MAV, a differenza delle scaffalature industriali che normalmente sono installate all'interno dei magazzini, svolgono contemporaneamente due funzioni: lo stoccaggio dei prodotti e il sostegno della struttura, costituito dalla copertura e dai pannelli laterali. Le dimensioni inoltre sono in genere molto maggiori, le altezze possono arrivare anche ai 40 metri, mentre una scaffalatura industriale non supera di norma i 12 m. Durante lo svolgimento delle normali attività di magazzino non è consentito l'accesso del personale, è possibile esclusivamente per operazioni di manutenzione. In questa particolare tipologia di magazzino le merci sono costituite da pallet di dimensioni standardizzate. Sebbene realizzate con la medesima tecnologia adottata per gli scaffali ordinari, i MAV sono a tutti gli effetti degli edifici e pertanto soggetti alle prescrizioni normative dell'edilizia civile.

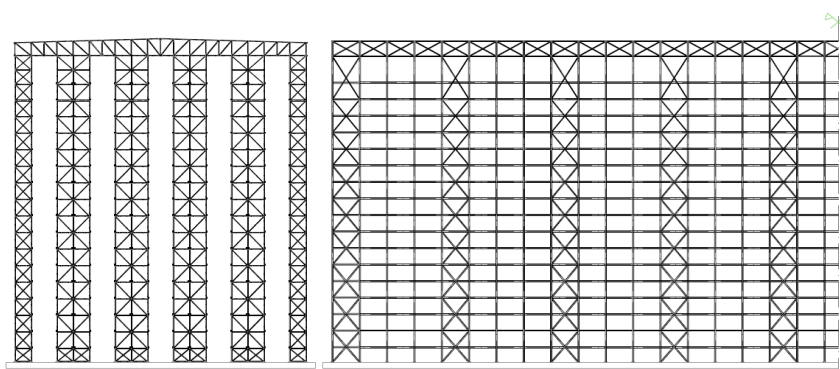


Figura 1.10: Sezione Traversale e Longitudinale del Magazzino Autoportante Verticale progettato nell'ambito di questa Tesi.

1.3 Comportamento strutturale

1.3.1 Aspetti generali

Il comportamento strutturale delle scaffalature industriali viene descritto nella UNI/TS 11379, *“Progettazione sotto carichi sismici delle scaffalature per lo stoccaggio statico di pallet”*, specifica tecnica che fornisce indicazioni per la progettazione in zona sismica di sistemi di scaffalature di acciaio per lo stoccaggio statico di merci su pallet e informazioni sul comportamento delle scaffalature sulla base delle conoscenze tecniche ricavate dallo stato dell’arte e frutto delle ricerche eseguite a livello europeo. Le strutture porta-pallet, fatta eccezione dei magazzini autoportanti che sono dei veri edifici, sono strutture particolari che solo in parte possono essere ricondotte alle strutture ordinarie. La differenza nasce principalmente per il loro tipo di utilizzo, per gli elementi di acciaio con cui sono realizzate, generalmente profili sottili formati a freddo, caratterizzati da continue forature che vengono assemblati per mezzo di connessioni ad aggancio. Tra le caratteristiche più ricercate nella progettazione dei componenti vi sono la flessibilità nell’utilizzo, per realizzare sistemi diversi, e la semplicità di montaggio, dato che questo è caratterizzato da un’elevata ripetitività; questo porta a realizzare sistemi e connessioni con schemi tutt’altro che canonici, caratterizzati da eccentricità più o meno marcate, trasferimenti di azioni per effetto di forze di contatto o di ingranamento e altre peculiarità poco usuali nella tradizionale ingegneria delle strutture metalliche. Inoltre bisogna sottolineare che più del 90% della massa è costituita dalla merce immagazzinata e queste sono semplicemente appoggiate sulle travi di sostegno. Le scaffalature storicamente sono state concepite, progettate, prodotte e ottimizzate per portare carichi verticali rilevanti in rapporto al loro peso. Le azioni orizzontali per cui sono concepite in origine sono estremamente modeste, in quanto prodotte dalla movimentazione delle merci contenute nelle così dette “unità di carico”, che avviene con modalità assolutamente controllate. Le stesse imperfezioni di montaggio, in particolare i fuori piombo degli elementi verticali portanti (i montanti) ne influenzano in modo non trascurabile il dimensionamento statico. Questo vale sicuramente per gli scaffali da magazzino, installati all’interno di edifici; i magazzini autoportanti, che supportano anche l’involucro esterno, sono invece necessariamente dimensionati anche per azioni orizzontali rilevanti, quali quella del vento e, essendo in genere equiparati dalle legislazioni nazionali ad edifici, anche del sisma. Anche per queste ragioni i magazzini autoportanti sono caratterizzati dalla presenza di sistemi di controventamento e da elementi strutturali di caratteristiche statiche notevolmente superiori a quelle degli scaffali da

magazzino, necessari sia per ragioni statiche che per mantenere le deformazioni entro limiti che ne consentano l'operatività. Le regole generali per la progettazione sono basate sui principi e sulle formulazioni delle norme tecniche per la progettazione degli edifici (Eurocodice 3 parte 1-1 e parte 1-3 e Eurocodice 8), caratteristica comune a tutte le tipologie di scaffalature è l'elevata deformabilità, dovuta alla snellezza dei profili ed ai collegamenti semirigidi, per cui nella maggior parte dei casi queste strutture devono essere studiate tenendo conto dei fenomeni del secondo ordine. Per una corretta progettazione delle scaffalature ordinarie in acciaio, deve essere opportunamente definito uno schema di funzionamento statico, devono essere scelti i componenti strutturali da utilizzare e deve essere dimensionato il sistema di connessione.

1.3.2 Progettazione strutturale in zona sismica

Il comportamento strutturale delle scaffalature in zona sismica è completamente differente rispetto a quello delle strutture ordinarie in acciaio. La sua differenza è dovuta principalmente alla presenza delle merci che rappresentano la massa sismica; queste possono variare in forma geometrica, peso, distribuzione planimetrica e altimetrica all'interno delle unità di carico. Bisogna inoltre sottolineare che le merci immagazzinate non sono connesse rigidamente alla struttura, ma sono semplicemente appoggiate e quindi libere di muoversi sul piano orizzontale. Le regole per la progettazione antisismica date per gli edifici non consentono di tener conto in modo adeguato del reale comportamento delle scaffalature, infatti durante un terremoto si verificano una serie di fenomeni fisici caratteristici di queste tipologie di strutture che riguardano gli elementi non strutturali (le merci):

- la dissipazione di energia dovuta alla deformazione delle merci stivate;
- l'effetto di scorrimento che si verifica tra i pallet e le strutture che li sostengono, quando le forze sismiche eccedono un certo limite, in funzione dell'intensità delle accelerazioni e dell'attrito effettivo tra le superfici a contatto;
- la possibile caduta accidentale delle unità di carico dalle travi di supporto, devono per questo motivo essere previsti accessori capaci di limitare lo scivolamento e la caduta accidentale dei pallet; la presenza di forti eccentricità di carico in senso planimetrico ed altimetrico, che potrebbero indurre effetti locali e/o globali imprevedibili sulla struttura.

La risposta delle scaffalature metalliche in presenza delle azioni sismiche è quindi influenzata dalla tipologia strutturale adottata per la scaffalatura e dalla natura dei carichi stoccati, nonché dalle logiche di magazzino specifiche della scaffalatura in questione.

1.3.3 Aspetti Critici

Secondo quanto affermano le UNI/TS 11379:2010, i temi più rappresentativi e critici della progettazione antisismica sono i seguenti:

- la risposta sismica delle scaffalature può essere significativamente diversa in direzione longitudinale o trasversale e può essere considerevolmente influenzata dalle dimensioni globali della struttura e dalla distribuzione delle masse lungo la sua altezza. E' necessario effettuare delle affidabili valutazioni statistiche per trovare la distribuzione di massa più probabile al manifestarsi del terremoto, che dipende dal tipo e dalle dimensioni della scaffalatura;
- lo smorzamento naturale della struttura “nuda” è molto basso. Tuttavia lo smorzamento effettivo, misurato nelle condizioni reali, può essere significativamente superiore al valore atteso a causa dei micro-movimenti nelle merci stivate e/o dello scorrimento tra i pallets (o le unità di carico) e le travi che li supportano;
- le forze cicliche dovute al terremoto possono danneggiare progressivamente le connessioni e/o altri componenti della scaffalatura.

Questi cambiamenti possono considerevolmente influenzare la risposta della struttura ed il suo modo di reagire alle azioni sismiche. Una modellazione affidabile della resistenza e rigidità effettive è di fondamentale importanza per predire il comportamento strutturale della scaffalatura. Gli eventi sismici avvenuti negli Stati Uniti ed in Italia hanno evidenziato la particolare criticità di queste opere metalliche nei confronti delle azioni orizzontali, generalmente trascurate a livello progettuale e costruttivo.

Capitolo 2

Inquadramento normativo attuale

Negli ultimi decenni, il numero di magazzini industriali di stoccaggio è cresciuto significativamente. Durante un terremoto la sicurezza dell'uomo dipende dal comportamento della struttura, dalle merci immagazzinate e dal loro contenuto. Il movimento del suolo causato dal terremoto può provocare il collasso della struttura o il suo ribaltamento se questa non viene propriamente progettata, ancorata al terreno e caricata. La progettazione sismica dei magazzini industriali è governata ancora oggi dalle norme edilizie in vigore dove il magazzino viene costruito. In passato le scaffalature metalliche sono state concepite per sostenere i carichi verticali statici costituiti dalla merce immagazzinata e gli unici carichi orizzontali considerati erano rappresentati dal movimento dei prodotti all'interno delle celle di carico. I primi criteri ingegneristici di dimensionamento furono sviluppati negli Stati Uniti, "*Minimum Engineering Standards for Industrial Steel Storage Racks*", RMI, 1964 – Associazione americana dei produttori di scaffalature-. A seguito dei disastrosi terremoti avvenuti negli Stati Uniti, (terremoti di Loma Prieta 1987, Landers 1992, Northridge 1994, e San Simeon 2003), che hanno causato danni alle scaffalature industriali, si è sentito il bisogno dello sviluppo di criteri progettuali consideranti l'azione sismica per avere delle indicazioni relative ai rischi sulla sicurezza della vita connessi al posizionamento di magazzini in aree accessibili al pubblico, specialmente il pericolo del collasso e della perdita del materiale immagazzinato durante un terremoto. Questi principi sono stati sviluppati in primo luogo negli Stati Uniti e successivamente recepiti in Europa da parte della Federazione Europea della Manutenzione (FEM). Una norma di progettazione antisismica EN per le scaffalature industriali è stata da poco pubblicata (EN 16681:2016). In questo capitolo si vuole delineare lo stato delle conoscenze attuali sui criteri di progettazione delle scaffalature industriali e dei magazzini autoportanti facendo riferimento, oltre alle Normative specifiche di settore, alla pagina web "*Promozione Acciaio*" e agli articoli: "*Evoluzione e contenuti delle norme tecniche per la progettazione antisismica delle scaffalature*" a cura del Dott. ing. Stefano Sesana – capogruppo del CEN/TC344 WG5 "Seismic design for

steel static pallet racking” e alla Dott. Ing. Barbara Orsatti – relatore del GdL UNI Scaffalature Metalliche.

2.1 Normative tecniche per la progettazione statica

Le normative specifiche per le scaffalature relative ai criteri di dimensionamento sotto i carichi verticali sono disponibili sia a livello Europeo (EN, FEM) che Internazionale (RMI). Le regole generali per la progettazione sono basate sui principi e sulle formulazioni delle norme tecniche per la progettazione degli edifici. Le più importanti normative tecniche per la progettazione statica delle scaffalature industriali sono di seguito elencate.

2.1.1 Normative Tecniche Europee

Normative Tecniche Europee, UNI EN, (Norme specifiche per le scaffalature metalliche industriali), per la progettazione statica:

- EN 15878:2010 “*Steel static storage systems – Terms and definitions*”
- EN 15512:2009 “*Steel static storage systems – Adjustable Pallet racking systems – Principles for structural design*”
- EN 15629:2009 “*Steel static storage systems – Specification of storage equipment*”
- EN 15635:2009 “*Steel static storage systems - Application and maintenance of storage equipments*”
- EN 15620:2009 “*Steel static storage systems - Adjustable Pallet racking – Tolerances, deformations and clearances*”

2.1.2 Norme “di buona tecnica”

Norme “di buona tecnica” integrative per le altre scaffalature in condizioni statiche:

- FEM 10.2.06 “*Shelving design code*” – August 2000 (scaffalature leggere a ripiani)
- FEM 10.2.07 “*Drive-in Design Code*” - Version 0.18 –2011 (scaffalature drive-in)
- FEM 10.2.09 “*Cantilever Design Code*” - Version 0.11 – May 2012 (scaffalature cantilever).

2.2 Normative tecniche per la progettazione sismica

Le regole per la progettazione antisismica definite per gli edifici non permettono di tener conto in modo corretto del comportamento delle scaffalature, le cui particolarità strutturali condizionano significativamente la risposta ai terremoti, del tutto differente da quella delle strutture ordinarie di acciaio. Di seguito sono riportate le più importanti normative tecniche per la progettazione in campo sismico delle scaffalature industriali.

2.2.1 Normative Tecniche Europee

Normative Tecniche Europee, UNI EN, (Norme specifiche per le scaffalature metalliche industriali), (CEN - Comitato Tecnico TC 344 “Steel Storage Static Systems”), per la progettazione sismica:

- EN 16681 “*Steel static storage systems - Adjustable pallet racking systems - Principles for seismic design*”.

2.2.2 Norme “di buona tecnica”

Norme “di buona tecnica” integrative per la progettazione antisismica degli scaffali porta pallet:

- FEM 10.2.08 “*Recommendations for the design of static steel pallet racks in seismic conditions*” - Version 1.04 – May 2011.
- FEMA 460 - Seismic Considerations for Steel Storage racks Located in Areas Accessible to the Public - Prepared by the Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., September 2005.
- RMI (Rack Manufacturer INSTITUTE) “*Specification for Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks*” MH16.1:2008 (paragonabile a FEM 10.02.08 – porta a dimensionamenti più ridotti e quindi meno cautelativi).

2.2.3 Norme di Progettazione Antisismica Applicabili in Italia

- UNI/TS 11379: 2010 “*Progettazione sotto carichi sismici delle scaffalature per lo stoccaggio statico di pallet*”

2.2.4 Normative e linee guida internazionali

- ASCE 7-2 “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*”
- IBC “*International Building Code*”
- FEMA 386 “*Building Support for Mitigation Planning*”
- NFPA 5000 “*Nat. Fire Protection Ass. - Building Construction and Safety Code*” .

2.3 Quadro Normativo internazionale

Le prime normative specifiche per le scaffalature industriali sono state trattate negli Stati Uniti sia attraverso Normative federali (ASCE 7, FEMA 386, Uniform Building Code e International Building Code, NFPA 5000), che dall’Industria (RMI – Rack Manufacturer Institute). The Rack Manufacturer Institute (RMI) fu istituita nel 1958, durante le sue prime attività industriali fu pubblicata la prima edizione dell’RMI, *Minimum Engineering Standards for Industrial Storage Racks*, che rappresenta il primo passo nello sviluppo di prescrizioni specifiche per le scaffalature industriali. Attualmente la Norma RMI del 2008 “*Specification for Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks*” MH16.1:2008, è stata approvata dall’American National Standard Institute (ANSI) ed è inoltre assunta come riferimento per altre norme internazionali specifiche sulle scaffalature (Norme Australiane). Le indicazioni per la progettazione antisismica dei magazzini si basano sul NEHRP *Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*, sviluppato dal *Building Seismic Safety Council (BSSC)*, grazie ai finanziamenti ricevuti dalla *Federal Emergency Management Agency (FEMA)*. La prima edizione del NEHRP risale al 1985, e il suo sviluppo avvenne grazie ad una richiesta dello Stato di Washington nel 2003 rivolta al FEMA per avere delle indicazioni relative ai rischi sulla sicurezza della vita connessi al posizionamento di magazzini in aree accessibili al pubblico, specialmente il rischio del collasso e della perdita del materiale immagazzinato durante un terremoto. I criteri progettuali alla base dell’RMI sono più semplici rispetto a quelli definiti dalla FEMA 10.2.08. Per quanto riguarda l’azione sismica di progetto viene assunta la stessa definizione adottata dalle Norme europee. I diversi parametri che vengono adottati sono i seguenti:

- *Al posto del coefficiente di struttura dell’Eurocodice 8, troviamo in queste norme il coefficiente “R” di modificazione della risposta, può essere assimilato al rapporto $q/(E_{D1} \cdot E_{D3})$, e tiene conto di tutti i meccanismi dissipativi;*

- *Un coefficiente 0.67 a moltiplicare il peso della merce immagazzinata, considerato per ogni tipologia di magazzino e scaffalatura, da assimilarsi al coefficiente E_{D2} , per tenere conto in modo forfaitario della massa del prodotto stoccato partecipante alla risposta sismica.*

La Norma non fornisce nessuna regola sugli schemi di controvento e nessuna indicazione riguardante la richiesta di duttilità, ad ogni modo i criteri progettuali descritti nella FEM sono più rigidi rispetto all'RMI.

2.4 Quadro Normativo europeo

In Europa, le norme tecniche sono redatte e pubblicate in ambito CEN. Anche le Norme Tecniche CEN, dove è costituito il Comitato tecnico TC 344 “Steel Storage Static Systems”, sono comunque norme volontarie, nonostante sono pubblicate a livello europeo. Tutte le Norme Tecniche di settore, sia nazionali che europee, diventano espressamente cogenti e pertanto devono essere obbligatoriamente rispettate, solo se richiamate in una specifica Legge Nazionale. In caso contrario esse sono comunque in vigore, ma sono applicabili a livello volontario. Per la progettazione antisismica delle scaffalature porta pallet il riferimento è costituito dalla specifica tecnica EN 16681, pubblicata nel 2016.

- *EN 16681 “Steel static storage systems - Adjustable pallet racking systems - Principles for seismic design”*

I principi di tale norma offrono i criteri per il calcolo sismico delle scaffalature portapallet e richiama, per tutte le verifiche in condizioni statiche, quanto riportato nella UNI EN 15512, prima Norma dedicata alla progettazione statica strutturale delle scaffalature porta pallet “APR”, emessa nel 2009, insieme alle altre tre correlate (EN 15620, EN 15629, EN 15635) relative alla gestione della sicurezza nelle varie fasi di progettazione e utilizzo. Pertanto la EN 16681 e la EN 15512 sono perfettamente congruenti tra di loro. La EN 15512 si basa principalmente sulla Norma FEM 10.2.02 (Federation Europeen de la Manutention). In ambito sismico la FEM Section X ha rilasciato la Norma FEM 10.2.08. Questa Norma è stata sviluppata dall'ERF – European Racking Federation - , che raggruppa le associazioni europee di produttori di scaffalature industriali, con la collaborazione di alcune Università, che hanno condotto diversi studi sull'argomento. I programmi di ricerca svolti in tale ambito più importanti sono: Seisrack1 – 2007 e

Seisrack2 – 2014; attraverso i quali sono stati inizialmente studiati i comportamenti in campo dinamico mediante prove di push-over e prove su tavola vibrante su scaffalature reali e successivamente definiti gli specifici parametri e procedure di progettazione per le scaffalature. La ricerca Seisracks2 si è sviluppata in ambito sperimentale e numerico, ed ha prodotto alcune linee guida per la progettazione. A differenza della precedente Seisracks1, in questo caso non sono state effettuate simulazioni su tavola vibrante, ma soltanto numerose prove monotone e cicliche su componenti e sottostrutture e prove full scale, che hanno consentito di evidenziare e interpretare comportamenti e fenomeni significativi. Queste hanno permesso di mettere in luce aspetti caratteristici del comportamento degli scaffali, che aiutano a interpretare il loro comportamento in presenza del sisma e quindi gli aspetti significativi attinenti alla loro vulnerabilità; tali evidenze hanno trovato riscontro nella norma FEM 10.2.08 e nella nuova norma EN16681, che della FEM 10.2.08 rappresenta l'evoluzione e l'ufficializzazione in ambito europeo. La ricerca si è focalizzata negli scaffali porta-pallet, che costituiscono la tipologia più diffusa e rappresentano la base costruttiva per le altre categorie. Le regole progettuali riportate nella FEM, le quali sono recepite in Italia come norme UNI, trattano altre tipologie tra le quali cantilever, drive-in, etc., sempre in condizioni statiche; al contrario la normativa europea analizza soltanto le scaffalature porta-pallet. L'approccio metodologico è quello di seguire la Legislazione Vigente, introducendo regole e parametri modificativi per modellare gli effetti delle peculiarità costruttive e di comportamento degli scaffali.

2.5 La situazione italiana

In Italia il terremoto verificatosi nel maggio 2012 in Emilia ha colpito un'area fortemente industrializzata e ha reso evidente le inadeguatezze strutturali e la vulnerabilità ai carichi dinamici dei magazzini industriali, non adeguatamente considerate in precedenza. Il comportamento delle scaffalature sotto le azioni sismiche è totalmente differente da quello degli edifici ordinari, esso dipende da molti fattori, in particolare: dal tipo di merce immagazzinata, dalle condizioni ambientali del magazzino, dal peso dei singoli pallet e dal grado di riempimento delle celle di carico durante il verificarsi di un evento sismico. Oggi gli edifici industriali per lo stoccaggio delle merci e dei prodotti sono diventate oggetto di massima attenzione in tutto il territorio. La pubblicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, NTC08, entrate in vigore nel luglio del 2009, definiscono tutto il territorio italiano come zona soggetta a terremoti, pertanto risulta obbligatorio considerare l'azione

sismica nella progettazione degli edifici. Tuttavia, la Legislazione Italiana introduce una classificazione delle scaffalature:

- Le scaffalature industriali e da interni: sono contenute all'interno di opere ordinarie di ingegneria civile, sono generalmente considerate come "attrezzature da magazzino" non soggette ai requisiti delle NTC08. Eventuali certificazioni antisismiche sono redatte con riferimento alla norma Italiana UNI/ TS 11379 e/o alla FEM 10.2.08 e quindi ricadono esclusivamente nell'ambito di applicazione de D.Lgs. 81/2008, che agli artt. 22 e 23 impone comunque l'obbligo al produttore di garantire la sicurezza e la stabilità delle strutture e al titolare dell'attività di garantire l'incolumità dei lavoratori e dei clienti.
- Scaffalature industriali autoportanti: sono considerate delle vere e proprie costruzioni, magazzini autoportanti, soppalchi e in generale scaffalature di notevole importanza statica, che costituiscono direttamente la struttura portante di edifici o di parti di essi e sono per questo soggette alle prescrizioni delle NTC08. (la circolare del Servizio Tecnico Centrale del Min. LL.PP del 14/2/1974 Prot. N. 11951 cita i "magazzini" come esempio di opere ricadenti nell'ambito di applicazione della Legge 1086/71), pertanto risulta obbligatorio redigere un progetto strutturale ed il deposito presso la struttura competente.

Questa classificazione ha portato, negli anni precedenti, ad errori di progettazione dovuta ad una situazione non chiara del quadro normativo infatti le prescrizione delle NTC08 sono talvolta sostituite con delle regole specifiche di settore sviluppate per le scaffalature che si trovano all'interno della UNI/TS o FEM. Queste regole specifiche si riferiscono alla definizione dello spettro di progetto per le azioni sismiche e alla scelta dei fattori di struttura da scegliere per le varie tipologie di scaffalature in contrasto con la normativa vigente.

2.5.1 Norme di Progettazione Antisismica Applicabili in Italia per le scaffalature

Le NTC08 ad oggi non hanno prodotto indicazioni per la progettazione delle scaffalature industriali e per i magazzini autoportanti verticali, per i quali i metodi obbligatori di progettazione degli edifici ordinari possono essere applicati solo in parte. Le normative

specifiche di settore (FEM e UNI) non sono documenti cogenti a termini di legge, ma sono norme volontarie. Per la progettazione antisismica delle scaffalature porta pallet si fa riferimento alla specifica tecnica UNI, che riprende la definizione dell'azione sismica sul territorio nazionale stabilita dalle NTC08, integrata con le regole specifiche per la progettazione delle scaffalature desunte dalle norme europee di riferimento.

- *UNI/TS 11379: 2010 “Progettazione sotto carichi sismici delle scaffalature per lo stoccaggio statico di pallet”*

La presente si basa sull'edizione del 2008 della FEM, FEM 10.2.08, i principi di tale norma sono in linea di massima analoghi ai criteri di progettazione della EN 16681:2016 e fornisce inoltre prescrizioni integrative alle NTC08 per magazzini autoportanti. La specifica UNI/TS 11379 rappresenta uno dei principali documenti tecnici di riferimento per il progetto delle scaffalature in acciaio

2.6 Differenze tra le prescrizioni normative

2.6.1 Analisi sismica: spettro di risposta

Secondo quanto riportato al §4.3 delle UNI/TS 11379, la modifica della risposta sismica della struttura è consentita attraverso due coefficienti che convenzionalmente stimano gli effetti dei fenomeni tipici delle scaffalature, in particolare:

- a) Il coefficiente E_{D1} , fattore di modifica dello spettro di risposta, tiene conto dell'effetto globale del movimento macroscopico delle unità di carico sulle travi porta pallet, il quale si manifesta al superamento di una soglia di sollecitazione orizzontale, funzione del coefficiente d'attrito tra pallet e travi; numericamente E_{D1} modifica l'ordinata dello spettro di progetto.

Si presentano due condizioni :

1. I pallet sono lasciati liberi di scivolare, nell'analisi si può utilizzare lo spettro di progetto modificato:

$$S_{d,rid}(T) = E_{D1} \cdot S_d(T)$$

Dove $S_d(T)$ è lo spettro di progetto per le componenti orizzontali delle azioni sismiche, normalizzato con l'accelerazione di gravità g , e definito al § 3.2.3.2.3

delle NTC08. Una proposta di formulazione di E_{D1} è stata ottenuta nel corso della ricerca Seisracks¹, ed è rappresentata dalla seguente relazione:

$$E_{D1} = \max[0,4; (\mu/S_e(T_1) + 0,2)] \leq 1$$

Dove :

- $S_e(T_1)$ è il valore dello spettro elastico in corrispondenza del primo periodo di vibrazione della struttura, ottenuto considerando la massa sismica dello scaffale.
- μ è il coefficiente di attrito tra il pallet e la trave (§4.3.2 della UNI/TS 11379 e al §7.5.3 della EN 16681); Il coefficiente di attrito è fortemente influenzato dalla natura dei materiali in contatto, dal tipo di finitura delle travi e dei pallet, dalle dimensioni della superficie di appoggio e dal loro grado di usura; attraverso opportune ricerche è stato dimostrato che i coefficienti di attrito statici e dinamici sono simili. In alternativa, il coefficiente di attrito da utilizzare nella progettazione può essere determinato tramite prove certificate . Il valore sperimentale di μ deve essere calcolato statisticamente ed assunto pari al valore superiore al frattile 95%.

Materiale in contatto	Ambiente	Coefficiente di attrito μ		
		EN 16681	UNI/TS 11379	
		Valore unico	Limite inf.	Limite sup.
Travi di acciaio - tutti i tipi di pallet di legno	Condizioni ordinarie del magazzino	0,37	0,25	0,5
Travi di acciaio – tutti i tipi di pallet di plastica e di acciaio	Condizioni ordinarie del magazzino	0,15	0,1	0,2
Travi di acciaio – tutti i tipi di pallet di legno	Magazzino freddo	/	0,2	0,4
Travi di acciaio – tutti i tipi di pallet di plastica e di acciaio	Magazzino freddo	/	0,05	0,15
Travi di acciaio – tutti i tipi di pallet di legno	Magazzino freddo e umido, pallet umido	/	0,015	0,15

Tabella 2.1: Valori del coefficiente di attrito tra il pallet e la trave μ secondo le Normative in vigore.

¹ SEISRACKS: “*Seismic Behavior of Steel Storage Pallet Racking Systems*”, è il progetto europeo di studio e di ricerca avanzata sul comportamento di magazzini e scaffalature in zone sismiche.

2. Quando i pallet sono bloccati sulle travi per mezzo di qualsiasi sistema speciale opportunamente progettato, per esempio con materiali che incrementano l'attrito, bisogna assumere $E_{D1} = 1$.

b) Il coefficiente E_{D2} , che tiene conto del fatto che non tutta la massa del pallet partecipa alla risposta sismica dello scaffale per effetto della sua flessibilità e dello smorzamento interno; tale parametro definisce un valore di massa partecipante non superiore alla massa gravante, modifica il periodo di oscillazione e in genere riduce la sollecitazione, (definito al §7.5.7 della EN 16681 e al §4.3.3 della UNI/TS 11379).

E_{D2}	Grado di contenimento delle merci	Esempi
1,0	Compatto e contenuto	Merci surgelate (magazzino freddo) Pacchi di lamiera di acciaio Coils e rotoli di carta
0,8	Debole	Numerosi pezzi immagazzinati sul pallet la cui dimensione è piccola rispetto a quella del pallet, incluse merci stabilizzate dall'involucro
0,7	Sciolto e non contenuto	Materiale granulare/scatolare di polveri
1,0	Liquido	Liquidi in bidoni parzialmente riempiti

Tabella 2.2: Valori del coefficiente E_{D2} secondo EN 16681 e la UNI/TS 11379.

- Massa dovuta ai pallet

$$W_{E,PL} = R_F E_{D2} Q_{P,spec}$$

Dove:

- R_F fattore di riduzione dovuto al grado di riempimento dello scaffale, il suo valore dipende dalla direzione dell'analisi: per l'analisi in direzione longitudinale, in ogni caso si deve utilizzare $R_F \geq 0,8$, per l'analisi in direzione trasversale, si deve utilizzare $R_F = 1,0$ e $Q_{P,spec} = Q_{P,max}$.

2.6.2 Modellazione : tipologie strutturali e fattori di struttura

Le NTC 08 consentono di adottare anche tipologie strutturali diverse da quelle elencate nella tabella 7.5.II §7.5.2.2.

“sulla base di criteri di progettazione non difforni da quelli considerati nella presente norma, a condizione che forniscano un grado di sicurezza non inferiore”

Nel caso delle scaffalature, per l'identificazione del meccanismo resistente e dei corrispondenti fattori di struttura si può fare riferimento al §5.5 della UNI/TS 11379: 2010.

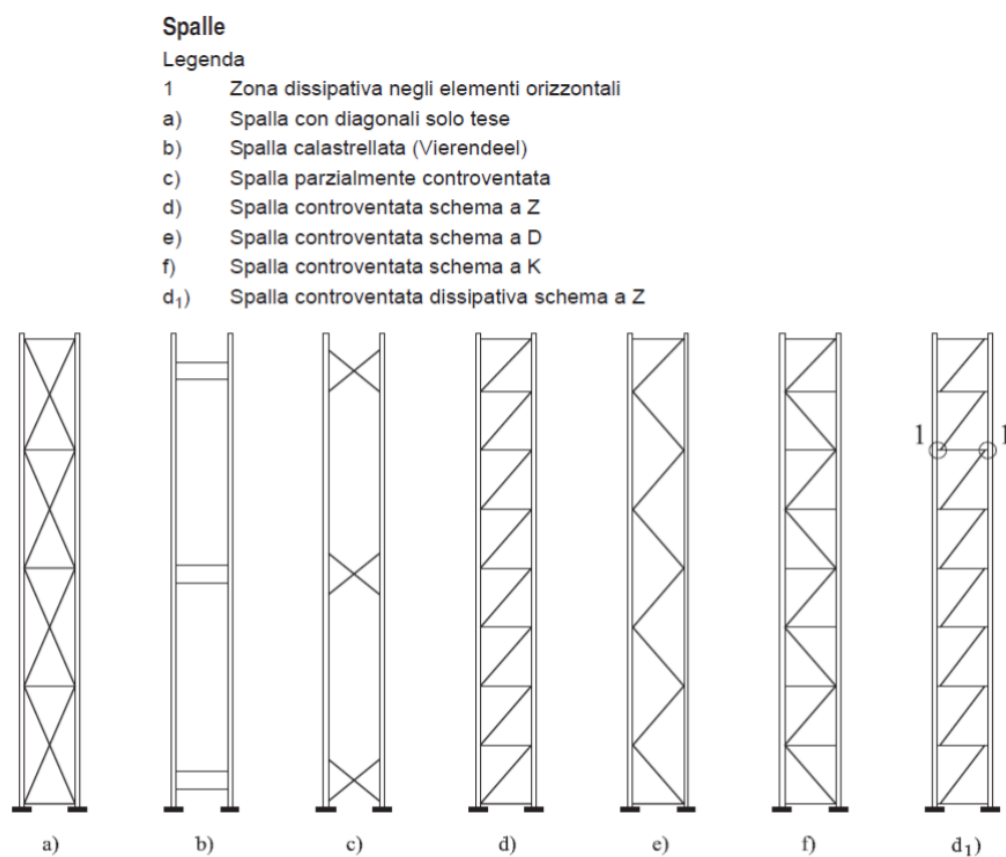


Figura 2.1: Tipologie strutturali tipiche per le spalle §5.5 UNI/TS 11379.

Tipo di spalla	Tipologia strutturale	Regole di dettaglio per elementi dissipativi	Valore max del fattore q	
			Scaffale regolare	Scaffale non regolare
a)	controvento con diagonali tese	diagonali tese (punto 7.2.3)	2 o 4 ⁽¹⁾	1,6 o 3,2 ⁽¹⁾
	controvento con diagonali tese e compresse	collegamenti delle diagonali (punto 7.1.1)	2,5 (con sezioni di classe 1-2)	2,0
			2,0 (con sezioni di classe 1-2-3) ⁽²⁾	1,6
b)	deve essere impiegato un telaio calastrellato dissipativo, a patto che i requisiti delle strutture a telaio siano soddisfatti e gli spostamenti siano limitati; altrimenti deve essere assunto $q = 1,0$			
c)			1,0	1,0
d) - e) - f)	poco dissipativa		1,0 o 1,5 ⁽³⁾	1,0 o 1,5 ⁽³⁾
d ₁)	telaio controventato in modo eccentrico con dissipazione di energia negli elementi orizzontali - dimensionamento secondo Legislazione Vigente ⁽³⁾		4	3.2

(1) Può essere assunto $q = 4$ per controventi a X con elementi diagonali solo tesi solamente quando tutti i requisiti di duttilità del punto 7.2 sono soddisfatti. Infatti il requisito di comportamento omogeneo dissipativo della spalla descritto nel punto 7.2.3.5 è necessario per consentire alla struttura reticolare di comportarsi come un controvento. Quando questo requisito non è soddisfatto, la plasticità si concentra in una parte limitata del telaio, generalmente alla base, e il comportamento della spalla può essere assimilato ad un pendolo rovesciato: per questo schema si assume $q = 2$ secondo la UNI EN 1998-1.

(2) Vedere lettera d) del punto 5.6.

(3) Vedere lettera f) del punto 5.6.

Nota Le eccentricità dei collegamenti devono essere in conformità alla UNI EN 15512.

Tabella 2.3: Fattori di struttura §5.5 UNI/TS 11379:2010.

Sono riscontrabili alcune differenze fra le prescrizioni delle NTC 08 e le indicazioni della specifica tecnica UNI/TS 11379 .

- UNI/TS 11379 per le Strutture poco dissipative ($q \leq 1,5 - 2$) possiamo:
 - a) La gerarchia delle resistenze non è obbligatoria;
 - b) Sono ammessi i profili sagomati a freddo.
- UNI/TS 11379 per le strutture dissipative ($q > 2$) possiamo:
 - a) La gerarchia delle resistenze è obbligatoria ;
 - b) Ammessi i profili sagomati a freddo.
- Le prescrizioni delle NTC 08 per le strutture dissipative:
 - a) l'utilizzo di sezioni di classe 1 o 2 a seconda della classe di duttilità e del fattore di struttura per parti compresse e/o inflesse di zone dissipative (§ 7.5.3)

Classe di duttilità	Valore di riferimento del fattore di struttura q_0	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

Tabella 2.4: Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di q_0 , (Tabella 7.5.III delle NTC08).

- b) Il rispetto della gerarchia delle resistenze per gli elementi e per i collegamenti in zone dissipative (§ 7.5.3);
- c) Il divieto di utilizzo di profilati in acciaio formati a freddo “in ogni caso in cui si preveda la plasticizzazione del materiale (analisi plastica, azioni sismiche o eccezionali, ecc.)” (§ 4.2.9.2).

Il principio della gerarchia delle resistenze è applicato tramite regole di progetto specifiche alle tre tipologie strutturali previste dalle NTC 08:

- d) Strutture Intelaiate “...i telai devono essere progettati in modo che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne” ;
- e) Strutture con controventi concentrici “progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la rottura delle connessioni e l’instabilizzazione di travi e colonne”;
- f) Strutture con controventi eccentrici che “dividono le travi dei telai in due o più parti. Ad una di queste parti, chiamata «elemento di connessione» o «link», è affidato il compito di dissipare l’energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali”.

2.6.3 Metodi di analisi

2.6.3.1 Fattore di non linearità geometrica

L’analisi delle strutture soggette ad azioni sismiche può essere lineare o non lineare. L’analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi. Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti (§4.4 UNI/TS 11379, §7.3.1 delle NTC08):

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1$$

Dove:

- P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l’orizzontamento in esame;

- d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;
- V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;
- h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante;
- θ è il coefficiente di sensitività rispetto agli spostamenti relativi d'interpiano, rispetto agli effetti del secondo ordine.

	Coefficiente di sensitività θ	
	UNI/TS 11379	NTC 2008
Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati nell'analisi e nelle verifiche;	$\theta \leq 0,1$	$\theta \leq 0,1$
Gli effetti del secondo ordine possono essere trattati indirettamente: si esegue un'analisi del primo ordine e si incrementano gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1 - \theta)$.	$0,1 \leq \theta \leq 0,3$	$0,1 \leq \theta \leq 0,2$
È obbligatorio considerare esplicitamente gli effetti del secondo ordine. Si può eseguire un'analisi che consideri tutti gli effetti di non linearità del sistema;	$0,3 \leq \theta \leq 0,5$	$0,2 \leq \theta \leq 0,3$
Devo riprogettare la struttura perché gli effetti del secondo ordine sono preponderanti.	$\theta \geq 0,5$	$\theta \geq 0,3$

Tabella 2.5: Coefficiente θ per la valutazione degli effetti del secondo ordine.

2.6.3.2 Analisi modale a spettro di risposta

- **UNI/TS 11379**
 - g) § 4.4.2 : “Le strutture regolari in pianta possono essere analizzate con modelli piani indipendenti nelle due direzioni principali”;
 - h) § 4.4.2 : “Il numero di modi da considerare per l'analisi in ciascuna direzione è tale che la somma delle masse modali effettive per i modi considerati è pari ad almeno il 90% della massa sismica totale o vengono considerati tutti i modi con masse maggiori del 5%, se i due criteri non possono essere soddisfatti, è possibile considerare un numero minimo di modi k , valore che dipende dai livelli di carico.”
- **NTC08**
 - i) § 7.2.6 : “Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza”;

- j) §7.3.3.1 : *“Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all’85%”.*

La norma UNI/TS 11379 applica delle modifiche ai criteri e regole per la progettazione della Normativa Tecnica per le Costruzioni, NTC08, per quanto riguarda le scaffalature. Si deve tenere presente che quando ci riferiamo ai magazzini autoportanti, questi costituiscono dei veri e propri edifici e pertanto sono obbligatori i dettami delle NTC08 perché cogenti e superiori rispetto alle prescrizioni delle UNI/TS 11379.

2.7 Norme di Progettazione Antisismica Applicabili in Italia per i MAV

Le scaffalature autoportanti in acciaio rappresentano una tipologia particolare di opera in acciaio secondo la definizione della lg. 1086/71 art. 1:

“Sono considerate opere a struttura metallica quelle nelle quali la statica è assicurata in tutto o in parte da elementi strutturali in acciaio o in altri metalli.”

I magazzini autoportanti sono considerate delle vere e proprie costruzioni, costituiscono direttamente la struttura portante di edifici o di parti di essi e sono per questo soggette alle prescrizioni delle NTC08. I magazzini autoportanti verticali, MAV, rappresentano un’evoluzione delle scaffalature metalliche tradizionali, realizzati con la medesima tecnologia e materiali dei magazzini ordinari. Essi sono caratterizzati da un più alto impegno statico e sismico, e da maggiori dimensioni, peculiarità che li rende particolarmente funzionali dal punto di vista logistico. Essi si differenziano dagli edifici ordinari per il tipo di impiego, i carichi da sostenere, le dimensioni geometriche e le altezze di interpiano dell’ordine di un metro, etc., per questo motivo sono caratterizzate da un comportamento strutturale sotto i carichi statici e sismici simile alle scaffalature industriali per gli interni dei magazzini e in contrasto con le costruzioni civili. Secondo quanto riportato al §12 delle NTC08, in mancanza di specifiche indicazioni possono essere utilizzati riferimenti di comprovata validità: *“Possono essere utilizzati anche altri codici internazionali, purché sia dimostrato che garantiscano livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle presenti Norme Tecniche”.*

2.7.1 Progettazione sismica dei MAV

Particolare attenzione deve essere posta alla progettazione in zona sismica . La struttura può essere progettata per sopportare le azioni sismiche secondo un comportamento non dissipativo, oppure comportamento dissipativo secondo due livelli di Capacità Dissipativa,(NTC 08 § 7.2.1):

- Alta (“A”) ;
- Bassa (“B”)(NTC 08 § 7.2.1).

In caso di comportamento strutturale dissipativo, la norma fornisce i valori limite superiori del fattore di struttura q_0 in base allo schema resistente adottato ed alla classe di duttilità (NTC 08 Tab. 7.5.II)

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0	
	CD “B”	CD “A”
a) Strutture intelaiate c) Strutture con controventi eccentrici	4	$5\alpha_0/\alpha_1$
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva b2) Controventi concentrici a V	4 2	4 2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_0/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_0/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

Tabella 2.6: Limiti superiori dei valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

Nella norma Europea di progettazione sismica, Eurocodice 8-“*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*”- Parte 1, al §6.1.2 gli edifici sismo-resistenti di acciaio devono essere progettati secondo uno dei due principi sottostanti (vedere tabella):

- Principio a) Comportamento strutturale poco dissipativo;
- Principio b) Comportamento strutturale dissipativo.

Principi per la progettazione	Classe di duttilità strutturale	Intervallo dei valori di riferimento del coefficiente di comportamento q
Principio a) Comportamento strutturale poco dissipativo	DCL (Bassa)	$\leq 1,5 - 2$
Principio b) Comportamento strutturale dissipativo	DCM (Media)	≤ 4 limitato anche dai valori del prospetto 6.2
	DCH (Alta)	limitato solo dai valori del prospetto 6.2

Nota 1 Il valore prescritto per il limite superiore di q per comportamento poco dissipativo, all'interno dell'intervallo del prospetto 6.1, per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato del limite superiore di q per comportamento poco dissipativo è 1,5.

Nota 2 L'appendice nazionale di una particolare nazione può dare delle limitazioni sulla scelta del principio per la progettazione e della classe di duttilità che sono permessi all'interno di quella nazione.

Tabella 2.7: Principi per la progettazione, classi di duttilità strutturale e valori di riferimento limite superiori dei coefficienti di comportamento.

Stando a quanto esposto nella Nota 1 della presente tabella, il valore raccomandato per il limite superiore del fattore di struttura in merito al comportamento poco duttile è fissato per ogni nazione dai National Application Document (NAD). Il NAD Italiano fissa ad 1 il valore limite superiore del fattore di struttura per un comportamento poco dissipativo. Nella Normativa Italiana per $q > 1$ la struttura deve essere considerata dissipativa, come implicitamente indicato dalle NTC 08 al § 7.2.1 :

“Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato.”

2.7.2 Osservazione sui magazzini autoportanti

Nel presente lavoro di tesi per la realizzazione del magazzino autoportante verticale sono state adottate due soluzioni progettuali, struttura dissipativa ($q=2$) e non dissipativa, e ne sono state sottolineate le differenze. Il magazzino in acciaio è stato realizzato con controventi reticolari concentrici. La filosofia di progetto alla base dei controventi concentrici a X , riferendosi alla soluzione dissipativa, è quella secondo la quale la dissipazione dell'energia sismica in ingresso viene affidata alle sole diagonali tese, trascurando il contributo delle diagonali compresse. Infatti, a causa del manifestarsi dell'instabilità, la capacità di dissipazione della diagonale compressa risulta essere certamente minore rispetto a quella tesa e sarà funzione, principalmente, della snellezza

globale della diagonale, parametro questo che va opportunamente dimensionato. A tale riguardo, le NTC08 prevedono che la snellezza normalizzata delle diagonali debba essere in questo caso contenuta in un determinato intervallo ($1.3 \leq \lambda_{\perp} \leq 2$). In particolare, il limite superiore ha lo scopo di proteggere dalla crisi per flessione ciclica fuori piano i collegamenti e le diagonali ed è valido per tutti i casi di diagonali singole. Di contro, al fine di limitare l'entità degli sforzi normali di compressione trasmessi alle colonne dalle diagonali compresse, deve essere anche $\lambda_{\perp} \geq 1.3$. Inoltre la resistenza allo snervamento $N_{pl,Rd}$ delle diagonali deve essere maggiore della forza di trazione assiale N_{Ed} calcolata sotto l'effetto dell'azione sismica: $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$. Per ciascuna diagonale, si determina il rapporto tra la resistenza data $N_{pl,Rd}$ e la resistenza richiesta N_{Ed} , indicata con il seguente simbolo $\Omega_i = \Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$. Il rapporto Ω_i rappresenta la capacità in eccesso delle sezioni rispetto alla richiesta minima, e viene dunque chiamato "sovraresistenza della sezione". Per realizzare un meccanismo plastico globale, è necessario che i valori di Ω_i non presentino eccessive variazioni lungo l'altezza della struttura, e per questo la norma definisce un criterio di omogeneizzazione: il valore Ω_i massimo non deve differire dal minimo di più del 25%. In pratica ciò significa che le diagonali non possono avere lo stesso profilo dalla cima al fondo dell'edificio. Quindi i criteri di progettazione delle NTC08 possono portare a soluzioni strutturali non ottimizzate. Le strutture dei MAV, e delle scaffalature in generale, sono caratterizzate da un elevato numero di piano di carico e da un'altezza di interpiano estremamente ridotta. Ne consegue che il rispetto dei valori limite di snellezza delle aste di controvento ($1,3 \leq \lambda_{\perp} \leq 2$ per i controventi ad X) e di variazione della sovraresistenza ($\Omega_{max} - \Omega_{min} \leq 25\%$) per l'intera struttura può risultare problematico o comunque portare all'utilizzo di una grande varietà di elementi in acciaio non tradizionali in termini di sezione trasversale e/o qualità di acciaio.

Capitolo 3

Obiettivi e Metodologia

Dall'analisi del quadro normativo si evince come i magazzini autoportanti verticali assolvono a due compiti: sostegno dei carichi verticali trasmessi dalle merci e resistenza alle azioni esterne trasmesse dall'involucro edilizio, costituito dalle pannellature laterali e dalla copertura e devono resistere alle azioni esterne. Sebbene realizzate con la medesima tecnologia adottata per gli scaffali ordinari, i MAV sono a tutti gli effetti degli edifici e pertanto soggetti alle prescrizioni normative dell'edilizia civile ed in particolare alla Legge n. 1086 del 1971, ovvero al deposito del progetto strutturale presso il Genio Civile. Per tale motivo, i MAV, dovrebbero essere progettati seguendo le NTC08. Quest'ultima circostanza però, non è sempre rispettata anche a causa di normative antisismiche specifiche di settore, sviluppate precedentemente per le scaffalature industriali, contenenti indicazioni e criteri progettuali in contrasto con le NTC08. Le NTC08, d'altro canto, contengono regole di progetto specificatamente pensate per essere applicate a costruzioni civili e industriali caratterizzate da geometrie e carichi molto diversi da quelle dei magazzini autoportanti; basti pensare alla totale mancanza di piani rigidi, al 95% del peso dell'edificio costituito dalle merci immagazzinate e alle altezze di interpiano dell'ordine di un metro, caratteristiche in contrasto con le costruzioni ordinarie. Nell'ambito di questa tesi si è quindi affrontato il problema della progettazione di tali strutture secondo le NTC08, cercando di evidenziare eventuali vantaggi e problemi legati a questa tipologia di costruzione. Si è inoltre analizzato, attraverso opportuni modelli non lineari, le prestazioni sismiche dei MAV progettati secondo le NTC08. Il presente lavoro di tesi è quindi organizzato in due fasi:

1. Progettazione di due casi studio, uno con comportamento non dissipativo ($q=1$) ed uno con comportamento dissipativo ($q=2$), caratterizzati dalla stessa geometria;
2. Analisi, mediante opportuni modelli non lineari, del comportamento sismico delle due strutture.

Nella fase 1,

La struttura è stata analizzata mediante un modello tridimensionale agli elementi finiti realizzato con il software di calcolo strutturale SAP2000. Le principali differenze rispetto alle usuali soluzioni progettuali dei magazzini autoportanti sono rappresentate dai montanti delle spalle; essi sono realizzati con sezioni scatolari chiuse (di classe 1 o 2 secondo NTC08) al posto dei tradizionali profili in parete sottile sagomati a freddo (di classe 4 secondo NTC08). Inoltre le spalle centrali bifronte (accessibili da entrambi i lati da parte dei traslo-elevatori) sono state progettate come spalla unica con un montante centrale e due montanti laterali invece che per affiancamento di due spalle monofronte come nelle usuali soluzioni. La tipologia strutturale utilizzata è a controventi concentrici ad X (concentrically braced frame, CBF), sia nel piano delle spalle che nel piano longitudinale, schema caratterizzato da un comportamento in campo elastico e in campo post-elastico profondamente differente. Il magazzino automatico verticale è stato progettato seguendo due diversi approcci: in un primo caso è stato ipotizzato un comportamento non dissipativo, mentre nel secondo caso è stato assunto un comportamento dissipativo. In riferimento al primo approccio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento (q) unitario, senza l'utilizzo di fattori correttivi riportati in alcune normative di settore. La struttura è composta da sezioni sufficientemente tozze tali da essere soggette solo alle sollecitazioni elastiche e può non garantire un margine di sicurezza in caso di azione sismica più forte del previsto, in quanto il collasso degli elementi non è necessariamente duttile e globalmente la struttura potrebbe avere un comportamento "fragile". La progettazione è stata condotta mediante un'analisi lineare elastica e le verifiche eseguite sono di resistenza poiché in questa progettazione non si è tenuto conto dell'evoluzione della struttura in campo plastico; sono state seguite le indicazioni riportate nel capitolo 4 delle NTC08. Nel secondo caso, il magazzino è stato progettato adottando un fattore di comportamento q pari a 2, che ipotizza un comportamento dissipativo con "Duttilità Bassa" (così come definito al §7.2.1 delle NTC08). Grazie all'adozione di un fattore di comportamento maggiore di 1, lo spettro di progetto risulta inferiore rispetto a quello elastico e conseguentemente è possibile, in linea di principio, adottare elementi con sezione inferiore. D'altra parte, però, al fine di assicurare un effettivo comportamento dissipativo, è necessario seguire tutte le regole di progettazione e rispettare opportune indicazioni per la realizzazione dei dettagli strutturali. La filosofia di progetto alla base dei controventi concentrici a X, riferendosi alla soluzione dissipativa, è quella secondo la quale la dissipazione dell'energia sismica in

ingresso viene affidata alle sole diagonali tese, trascurando il contributo delle diagonali compresse. Infatti, a causa del manifestarsi dell'instabilità, la capacità di dissipazione della diagonale compressa risulta essere certamente minore rispetto a quella tesa e sarà funzione, principalmente, della snellezza globale della diagonale, parametro questo che va opportunamente dimensionato. A tale riguardo, le NTC08 prevedono che la snellezza normalizzata delle diagonali debba essere in questo caso contenuta in un determinato intervallo ($1.3 \leq \lambda_{\perp} \leq 2$). In particolare, il limite superiore ha lo scopo di proteggere dalla crisi per flessione ciclica fuori piano i collegamenti e le diagonali ed è valido per tutti i casi di diagonali singole. Di contro, al fine di limitare l'entità degli sforzi normali di compressione trasmessi alle colonne dalle diagonali compresse, deve essere anche $\lambda_{\perp} \geq 1.3$. Inoltre la resistenza allo snervamento $N_{pl,Rd}$ delle diagonali deve essere maggiore della forza di trazione assiale N_{ed} calcolata sotto l'effetto dell'azione sismica: $N_{pl,Rd} \geq N_{ed}$. Per ciascuna diagonale, si deve determinare la “sovrarresistenza” Ω_i data dal rapporto tra la resistenza del profilo $N_{pl,Rd}$ e la resistenza richiesta N_{ed} . I valori di Ω_i , per poter realizzare un meccanismo plastico globale della struttura, non devono differire dal minimo di più del 25%. In pratica questo implica che le diagonali non possono avere lo stesso profilo dalla cima al fondo dell'edificio, in quanto le sollecitazioni indotte nelle diagonali dal sisma tendono, generalmente, a decrescere muovendosi dalla fondazione alla cima della costruzione. Le strutture dei MAV, e delle scaffalature in generale, sono caratterizzate da un elevato numero di piano di carico e da un'altezza di interpiano estremamente ridotta. Ne consegue che il rispetto dei valori limite di snellezza delle aste di controvento ($1,3 \leq \lambda \leq 2$ per i controventi ad X) e di variazione della sovrarresistenza ($\Omega_{max} - \Omega_{min} \leq 25\%$) per l'intera struttura può risultare problematico o comunque portare all'utilizzo di una grande varietà di elementi in acciaio non tradizionali in termini di sezione trasversale e/o qualità di acciaio. I due approcci progettuali sono stati elaborati mediante un'analisi dinamica lineare portando ad un confronto in termini di costi e di semplicità progettuale. Le analisi lineari però godono della semplicità di utilizzo e comprensione teorica, ma non sono in grado di prevedere la capacità di deformazione inelastica offerta da una struttura, per tale motivo risultano inadatte per la valutazione del comportamento dissipativo dei magazzini automatici verticali.

Nella fase 2,

le prestazioni sismiche del MAV sono state indagate mediante un'analisi di tipo “Push-over”, analisi statica non lineare condotta a carichi gravitazionali costanti, con un

accrescimento monotono dei carichi orizzontali. Le analisi sono state condotte considerando due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2): le prime corrispondono alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, e le altre si riferiscono ad una distribuzione uniforme di forze lungo l'altezza della costruzione. Le analisi non lineari sono state condotte in un modello piano della struttura in entrambi i due casi studio: progettazione dissipativa ($q=2$) e non dissipativa ($q=1$) con l'utilizzo del programma di calcolo SAP2000. Questo programma ha consentito la realizzazione di un modello a plasticità concentrata del magazzino, le cerniere plastiche delle diagonali sono state definite in termini di legami forza-spostamento. Tramite questa analisi è stato possibile stimare gli effetti indotti dal sisma tra cui:

- calibrazione del comportamento elastico e non lineare piano della costruzione;
- valutazione della sequenza di formazione di cerniere plastiche;
- elaborazione della curva di Push-over;

al fine di mostrare il livello di duttilità del magazzino nei due casi e quale tipo di crisi viene raggiunta. I risultati di questa analisi non lineare hanno determinato lo sviluppo di una fascia “non dissipativa” nella parte superiore della struttura. La formazione delle cerniere plastiche è avvenuto solamente nella parte inferiore della struttura, dalla base ai due terzi dell'altezza, lasciando quindi elastica la parte restante.

Capitolo 4

Progettazione dei casi studio

Il magazzino Autoportante Verticale è stato progettato seguendo due metodologie : la prima conferisce alla struttura un comportamento “non dissipativo” ($q=1$) e la seconda un comportamento dissipativo ($q=2$). Le due progettazioni sono state eseguite mantenendo costante la geometria dell’edificio e le caratteristiche relative all’ubicazione e al sottosuolo. Segue nella prima parte la progettazione in campo elastico e successivamente la progettazione condotta mediante l’adozione del fattore di struttura pari a 2. Nell’ambito di questa Tesi si è scelto di considerare, a favore di sicurezza, le celle di carico del Magazzino Autoportante Verticale completamente piene.

4.1 Progettazione elastica

4.1.1 Descrizione dell’opera

La struttura presenta una geometria in pianta rettangolare con dimensioni di 74800 per 21500 millimetri ed in altezza di 24470 millimetri. La sezione trasversale tipica è costituita da due spalle mono-fronte laterali e quattro spalle bifronte centrali, intervallate da 5 corsie per il passaggio dei traslo-elevatori automatizzati per la messa a magazzino ed il prelievo dei pallet. I pallet sono disposti su 17 livelli di carico , essi sono caratterizzati da un peso massimo nominale di 1000kg. I pallet hanno dimensioni pari a 1200x800x1000mm. Il magazzino è composto da 37 campate di carico biposto con passo longitudinale pari a 2020mm, con una capienza di stoccaggio di 12.580 pallet. Le strutture portanti verticali sono costituite dalle spalle² che sostengono i correnti di carico dei pallet e la copertura dell’edificio. Le spalle sono costituiti da montanti con sezione scatolare chiuse di classe 1 o 2 secondo le NTC08, i traversi con sezione a doppio C e le diagonali di controvento

² Struttura costituita da due o più montanti collegati da diagonali o traversi, corredata da piastre di base, intesa a sostenere i livelli di carico.

costituite da profili ad L. Lo schema strutturale del magazzino è costituito da controventi concentrici a croce di Sant'Andrea sia nel piano delle spalle che nel piano longitudinale costituite da profili ad L. I controventi verticali lungo l'asse longitudinale dell'edificio sono presenti in 10 campi. I controventi orizzontali di piano sono posizionati, lungo l'asse longitudinale, in corrispondenza dei controventi verticali. Questi sono costituiti da profili ad L. I controventi di piano si estendono per tutta la lunghezza del magazzino in corrispondenza del settimo e diciassettesimo piano; nei restanti piani si trovano alle quote dei traversi orizzontali dei medesimi controventi verticali. Le spalle sono collegate in testa mediante una capriata reticolare avente un'inclinazione di 5°. Sul piano di appoggio della capriata, con il nome di “piano di catena”, e sul piano della falda sono presenti i controventi orizzontali disposti su tutto l'asse longitudinale del magazzino, costituiti da profili a L. Tra le capriate è presente un sistema di controvento verticale. Il collegamento di base dei montanti alla platea di fondazione è stato completato mediante la realizzazione di un graticcio piano di nervature di calcestruzzo armato.

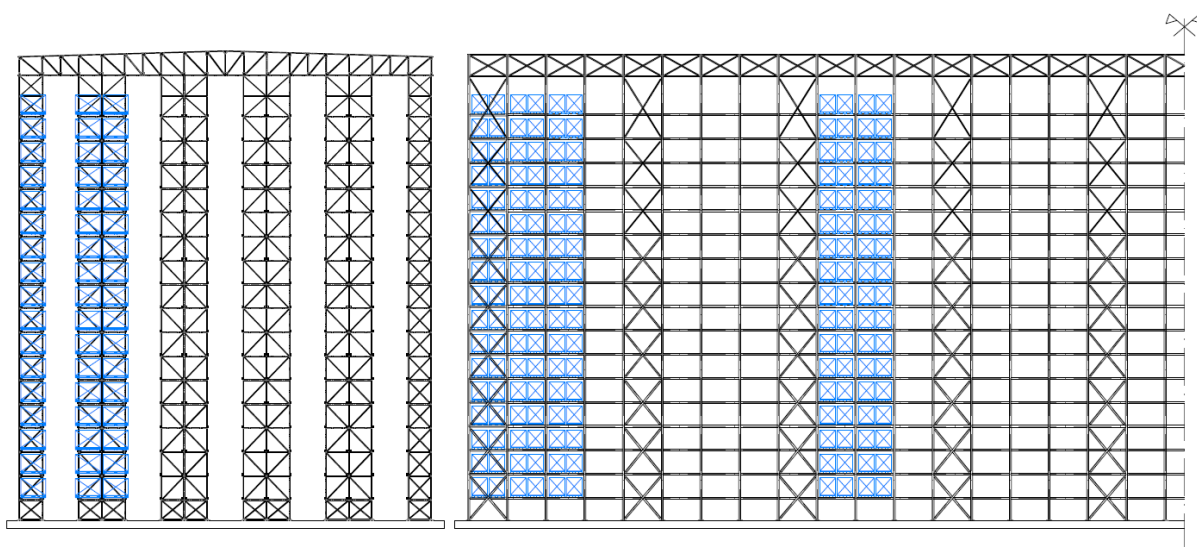


Figura 4.1: Sezione Trasversale e Longitudinale del Magazzino Autoportante Verticale, in blu la merce immagazzinata.

4.1.2 Normativa di riferimento

Tutti i calcoli e le verifiche sono stati eseguiti in conformità alle normative vigenti in materia di costruzioni in acciaio, in particolare si sono seguite le seguenti norme:

- D.MLL.PP 14.01.2008 – “*Norme tecniche per le costruzioni*” (NTC08);
- Circolare Ministero Infrastrutture e trasporti del 02.02.2009 n°617: Istruzione per l'applicazione delle “Nuove tecniche per le costruzioni” di cui al D.M del 14.01.2008;

- UNI EN 1993-1-1:2005 “Eurocodice 3 – *“Progettazione delle strutture in acciaio”* (Part 1-1); (Part 1-5); (Part 1-8);
- Eurocodice 8 – *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”* (Part 1);

4.1.3 Caratteristiche dei materiali

4.1.3.1 Acciaio

Il materiale utilizzato per tutti i profili della struttura progettata per avere un comportamento elastico è un acciaio S 355JR, il quale presenta le seguenti caratteristiche, in accordo con quanto riportato nelle NTC08 al § 11.3.4.1 per le proprietà del materiale e al §4.2.4.1.1 per i coefficienti di sicurezza:

- Resistenza caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza ultima a trazione: $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$;
- $\gamma_{m1} = 1,05$;
- $\gamma_{m2} = 1,25$;
- $\gamma_{m0} = 1,05$.

4.1.3.2 Bullonatura

Per le giunzioni bullonate si prescrive l'utilizzo di bulloni di classe 10.9 con le seguenti caratteristiche, in accordo con quanto riportato nelle NTC08 al § 11.3.4.6 per le caratteristiche del materiale e al § 4.2.8.1.1 per il coefficiente di sicurezza:

- $f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$
- $f_{tb} = 1000 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M2} = 1,25$

4.1.3.3 Calcestruzzo

Per la fondazione si è scelto un calcestruzzo di classe C28/35 il quale ha le seguenti caratteristiche, in accordo con quanto riportato nelle NTC08 al §4.1.2.1.1 e al § 11.2.10:

- $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza cubica caratteristica a compressione;

- $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza cilindrica caratteristica a compressione.

4.1.4 Vita nominale e classe d'uso

Il magazzino automatico autoportante oggetto della presente tesi è destinato all'immagazzinaggio di Pallet. La struttura è destinata esclusivamente ad uso magazzino e sono presenti zone accessibili da parte del personale, con la sola esclusione del personale di manutenzione dei traslo-elevatori. Con riferimento alle definizioni riportate nelle NTC08 al §2.4.1 e §2.4.2, la progettazione strutturale del magazzino è redatta secondo le seguenti assunzioni:

- Vita Nominale: 50 anni
- Classe d'uso: II.

4.1.5 Azioni di Progetto e Combinazioni

Lo studio di una precisa e dettagliata analisi dei carichi, gravanti sui singoli elementi appartenenti alla costruzione, è un requisito minimo e necessario per una buona progettazione. Nel seguente paragrafo vengono definiti tutti i carichi statici agenti sulle diverse parti dell'edificio, mostrando come sono stati determinati i pesi propri strutturali, i carichi permanenti non strutturali (carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione) e i carichi variabili. Il metodo che verrà utilizzato è quello delle aree di influenza.

4.1.5.1 Pesì propri dei materiali strutturali

Il peso proprio degli elementi in acciaio dell'edificio sono stati ricavati direttamente dal relativo prontuario dei profili in acciaio, in alternativa si poteva ricavare per ogni elemento attraverso il peso specifico del materiale che nel caso in esame è: $\gamma_k = 78,5 \text{ kN/m}^3$. Per le parti in calcestruzzo armato si ha invece: $\gamma_s = 25 \text{ kN/m}^3$.

4.1.5.2 Carichi permanenti non strutturali

I carichi non strutturali presenti nel magazzino sono formati da:

- Pannelli di copertura: $G_{2,c} = 20 \text{ kg/m}^2$;
- Involucro esterno dell'edificio: $G_{2,b} = 25 \text{ kg/m}^2$

4.1.5.3 Carichi variabili

Le NTC08 al §2.5.2 definiscono Q_k come valore caratteristico di un'azione variabile. Il magazzino è caratterizzato dalla presenza della merce immagazzinata.

- Merce immagazzinata (Pallet): il peso massimo nominale della singola unità di carico è di 1000kg. Per poter considerare il valore caratteristico durante la progettazione del magazzino si deve moltiplicare il peso teorico del pallet per un coefficiente riduttivo pari a 0,85.

$$Q_{k,pallet} = 0,85 \cdot 1000 \text{ kg}$$

- Carico per Manutenzione: i carichi variabili sulla copertura per la sola manutenzione, conformemente alle indicazioni delle NTC08 per la Cat.H1 nella Tabella 3.1, sono:

$$q_{k,m} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{k,m} = 1,20 \text{ kN}$$

$$H_{k,m} = 1,00 \text{ kN/m} .$$

4.1.5.4 Azione del vento

L'edificio è collocato a Modena, Emilia-Romagna, ad una altitudine di 34 m s.l.m. Il sito presenta le seguenti caratteristiche:

- Vento: Emilia-Romagna, Zona 2;
- Classe di rugosità del terreno: C, Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D.

Secondo la normativa (NTC 08, punto 3.3.4. - Pressione del vento) la pressione del vento su una costruzione è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove q_b è la pressione cinetica di riferimento, c_e è il coefficiente di esposizione, c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), c_d è il coefficiente dinamico.

1. La pressione cinetica di riferimento q_b in N/m^2 è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

Dove v_b è la velocità di riferimento del vento in m/s, e ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$. Per ottenere il valore di v_b la normativa ci fornisce le seguenti relazioni:

$$v_b = v_{b,0} \quad a_s \leq a_0 ;$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0), \quad a_0 \leq a_s \leq 1500m.$$

dove $v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione, ed a_s l'altitudine sul livello del mare del sito.

La Tabella 3.3.I fornisce i valori da considerare per i parametri:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}, a_0 = 750 \text{ m}, k_a = 0,015 \text{ 1/s}.$$

Da qui:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot (1,25) \cdot (25)^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2.$$

2. Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato; per altezze sul suolo non maggiori di 200m:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\frac{z}{z_0}\right] \quad \text{per } z \geq z_{min} ;$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z \leq z_{min} .$$

dove k_r , z_0 e z_{min} sono assegnati (Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione) in funzione della categoria di esposizione del sito, e c_t è il coefficiente di topografia, generalmente posto pari a 1. La categoria di esposizione si sceglie in funzione della classe di rugosità del terreno e della quota altimetrica del lotto dove la costruzione verrà edificata. A 34m di altitudine, e per classe di rugosità D, la categoria di esposizione che indica la normativa è la II e i parametri ad essa relativi sono:

ZONA 2		
Kr	0,19	
z0	0,05	m
zmin	4	m
ct	1	

Tabella 4.1: Caratteristiche relative all'ubicazione della struttura per l'azione del Vento.

Si ottiene per l'altezza massima dell'edificio pari a 25 m dal terreno un valore del coefficiente di esposizione pari a $c_e(25m) = 2,97$.

3. Secondo le indicazioni della normativa il vento genera sulla costruzione fenomeni di pressione, depressione e azioni radenti. Nell'utilizzo del coefficiente di forma c_p si distingue tra $c_{p,e}$ (esterno) e $c_{p,i}$ (interno). La circolare n°617/2009 indica per edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve che, per la valutazione della pressione esterna, si assumerà:

- per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$, $c_{p,e} = +0,8$;
- per elementi sopravento inclinati di un angolo $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$, $c_{p,e} = -0,4$;
- per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, $c_{p,i} = \pm 0,2$ scegliendo il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole.

Ragionando a favore di sicurezza, ovvero simulando le azioni maggiori, dovremmo utilizzare per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, $c_{p,i} = -0,2$, per ottenere la pressione più elevata sugli elementi sopravento, e per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, $c_{p,i} = +0,2$, per ottenere la depressione più elevata sugli elementi sottovento. Avremo dunque $c_p = 1$ per i primi, e $c_p = -0,6$ per i secondi.

4. Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente. Considerando il coefficiente di esposizione più elevato, relativo all'altezza massima della costruzione, otteniamo la pressione e la depressione massima dovute all'azione del vento sulla costruzione:

- Pressione del vento agente sulla copertura del magazzino:

$$P = q_b \cdot c_e \cdot c_d = -0,69 \text{ kN/m}^2;$$

- Per quanto riguarda la parete laterale sopravento :

$$P' = q_b \cdot c_e \cdot c_d = 1,15 \text{ kN/m}^2;$$

- Per quanto riguarda la parete sottovento :

$$P'' = q_b \cdot c_e \cdot c_d = -0,69 \text{ kN/m}^2 .$$

4.1.5.5 Azione della neve

La regione dell'Emilia-Romagna ricade secondo le NTC08 nella Zona I, Mediterranea. La normativa (NTC 08, punto 3.4.1. - carico neve) indica che il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove q_s è il carico neve sulla copertura, μ_i il coefficiente di forma della copertura, q_{sk} il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo, C_E il coefficiente di esposizione e C_t il coefficiente termico.

1. Il coefficiente di forma della copertura μ_i viene distinto per coperture ad una e due falde, e coperture a più falde. Il magazzino presenta una copertura a due falde inclinate rispetto l'orizzontale di un angolo $\alpha = 5^\circ$; otteniamo $\mu_i = 0,8$ che è il valore indicato per $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ (Tab. 3.4.II - Valori del coefficiente di forma).

2. Per la determinazione del carico caratteristico facciamo riferimento al §3.4.2 delle NTC08. L'Emilia-Romagna è inserita nell'elenco Zona I, Mediterranea dove, essendo l'edificio situato a quota 34 m s.l.m., utilizzeremo: $q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

3. Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Per il caso di studio si assumerà $C_E = 1$ come indicato dalla normativa per aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi. (Tab. 3.4.I - Valori di C_E per diverse classi di topografia).

4. Il coefficiente termico può essere utilizzato per tenere conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, in relazione alle proprietà di isolamento del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$. Siamo quindi in grado di determinare il carico neve sulla copertura:

$$q_s = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \text{ kN/m}^2 .$$

4.1.5.6 Azione sismica

Le NTC 08 definiscono che, per le strutture che subiscono azioni sismiche, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali e non strutturali. La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso temporale, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC 08, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato “periodo di riferimento” V_R e la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza o superamento nel periodo di riferimento” P_{V_R} . Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono le seguenti (Tab. 3.2.I):

Stati limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO (immediata Operatività)	81%
	SLD (Danno)	63%
Stati limite ultimi	SLV (salvaguardia della Vita)	10%
	SLC (prevenzione del Collasso)	5%

Tabella 4.2: Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato, Tab. 3.2.I delle NTC08.

I quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente, fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di componenti strutturali e non strutturali, per individuare così univocamente le caratteristiche principali richieste alla costruzione. Il periodo di riferimento V_R viene preliminarmente valutato come prodotto tra la vita nominale V_N (opere ordinarie $V_N \geq 50$ anni) ed il coefficiente d'uso C_U che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione cade (classe d'uso II affollamento ordinario, $C_U=1$) Si ricava poi, per ciascun stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} , il periodo di ritorno T_R del sisma dalla relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = C_U V_N / \ln(1 - P_{V_R})$$

Considerando una vita nominale $V_N = 50$ anni otteniamo i seguenti valori:

Stati limite	T_R : Periodo di ritorno espresso in anni per vita nominale $V_N = 50$ anni	
Stati limite di esercizio	SLO (immediata Operatività)	30
	SLD (Danno)	50
Stati limite ultimi	SLV (salvaguardia della Vita)	475
	SLC (prevenzione del Collasso)	975

Tabella 4.3: Valori di T_R espressi in funzione di V_N , Tab. C.3.2.I delle NTC08.

In mancanza di espresse indicazioni, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli SLE, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD (campo elastico, comportamento non dissipativo);
- nei confronti di tutti gli SLU, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLV (campo plastico, comportamento dissipativo).

L'azione sismica di progetto è stata definita assumendo la categoria C di sottosuolo di fondazione. Per la condizione topografica è stata assunta la categoria T1 conformemente alle indicazioni delle NTC08, Tabella 3.2.IV. Gli effetti delle azioni sismiche sono stati calcolati con riferimento agli spettri di progetto ottenuti assumendo un fattore di struttura $q=1$. Per la determinazione dell'accelerazione spettrale di progetto $S_d(T_1)$ utilizziamo il programma di calcolo SPETTRI NTC che, in base alla localizzazione del sito di costruzione, alla categoria del sottosuolo (C) e alla categoria topografica (T1), ci fornisce una serie di parametri mediante i quali possiamo ricavare lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali per gli stati limite di esercizio, e lo spettro di risposta plastico in accelerazione delle componenti orizzontali per gli stati limite ultimi.

Spettro di progetto per gli stati limite di esercizio (SLE)

Si riportano di seguito tutti i parametri e le espressioni per calcolare l'accelerazione spettrale delle componenti orizzontali per lo stato limite di danno SLD:

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,060 g
F_0	2,507
T_C^*	0,269 g
S_S	1,500
C_C	1,619
S_T	1,000
q	1,000

S	1,500
η	1,000
T_B	0,145 s
T_C	0,436 s
T_D	1,838 s

Dove:

- a_g è accelerazione massima al sito;
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Espressioni dei parametri dipendenti:

- $S = S_S \cdot S_T$ coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo;
- $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,5$ fattore che altera lo spettro elastico tenendo conto della capacità dissipativa delle costruzioni;
- $T_B = T_C / 3$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- $T_C = C_C \cdot T_C^*$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante;
- $T_D = \frac{4,0 \cdot a_g}{g} + 1,6$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante;

Spettro di progetto per gli stati limite ultimi (SLU)

Si riportano di seguito tutti i parametri e le espressioni per calcolare l'accelerazione spettrale delle componenti orizzontali per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV:

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,163 g
F_0	2,449
$T_C *$	0,284 g
S_S	1,460
C_C	1,591
S_T	1,000
q	1,000

S	1,460
η	1,000
T_B	0,150 s
T_C	0,451 s
T_D	2,253 s

Grafico dello spettro di progetto

E' riportato il grafico dello spettro di progetto in accelerazioni orizzontali per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e per lo stato limite di danneggiamento (SLD).

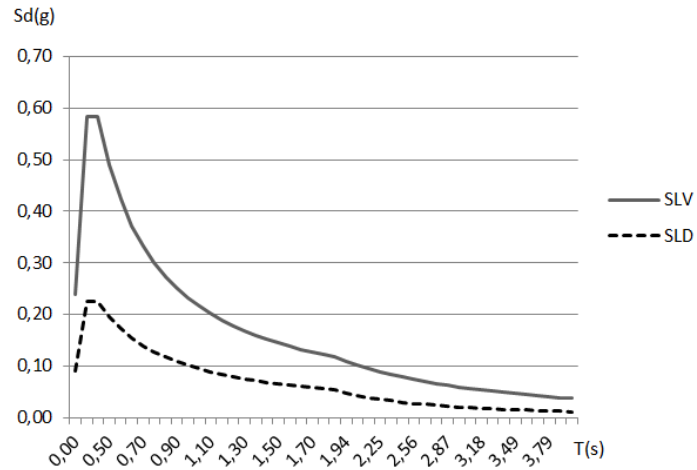


Figura 4.2: Grafico dello spettro di progetto relativo all'SLV e SLD.

4.1.6 Combinazioni

Le combinazioni di calcolo agli stati limite ultimi (SLU) ed allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) sono definite in accordo alle indicazioni delle NTC08 al §2.5.3.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{Q2} Q_{k2} \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) :

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} \dots$$

Per le combinazioni di calcolo è stata utilizzata la seguente nomenclatura:

- G = Carichi propri e permanenti;
- $Q_{k,Pallet}$ = Carico massimo del pallet;
- $Q_{k,N}$ = Carico neve;
- $Q_{k,V,x}$ = Carico vento in direzione x e $Q_{k,V,y}$ = Carico vento in direzione y;
- Sisma_x SLV e Sisma_y SLV, Sisma_x SLD e Sisma_y SLD.

4.1.6.1 Stati limite ultimi (SLU)

$$SLU_1 \quad 1,3 G + 1,5 \cdot 0,85 \cdot Q_{k,Pallet} + 1,5 \cdot Q_{k,N} ;$$

$$SLU_2 \quad 1,3 G + 1,5 \cdot 0,85 \cdot Q_{k,Pallet} + 1,5 \cdot Q_{k,N} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_{k,V,x} ;$$

$$SLU_3 \quad 1,3 G + 1,5 \cdot 0,85 \cdot Q_{k,Pallet} + 1,5 \cdot Q_{k,V,x} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot Q_{k,N} ;$$

$$SLU_4 \quad 1,3 G + 1,5 \cdot 0,85 \cdot Q_{k,Pallet} + 1,5 \cdot Q_{k,N} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_{k,V,y} ;$$

$$SLU_5 \quad 1,3 G + 1,5 \cdot 0,85 \cdot Q_{k,Pallet} + 1,5 \cdot Q_{k,V,y} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot Q_{k,N} ;$$

$$SLU_6 \quad 1,3 G + 1,5 \cdot 0,85 \cdot Q_{k,Pallet} + 1,5 \cdot Q_{k,V,x} ;$$

$$SLU_7 \quad 1,3 G + 1,5 \cdot 0,85 \cdot Q_{k,Pallet} + 1,5 \cdot Q_{k,V,y} .$$

4.1.6.2 Stati limite di esercizio (SLE)

$$\text{SLE}_1 \quad G + 0,85 \cdot Q_{k,Pallet} + Q_{k,N} ;$$

$$\text{SLE}_2 \quad G + 0,85 \cdot Q_{k,Pallet} + Q_{k,N} + 0,6 \cdot Q_{k,V,x} ;$$

$$\text{SLE}_3 \quad G + 0,85 \cdot Q_{k,Pallet} + Q_{k,N} + 0,6 \cdot Q_{k,V,y} ;$$

$$\text{SLE}_4 \quad G + 0,85 \cdot Q_{k,Pallet} + Q_{k,V,x} + 0,5 \cdot Q_{k,N} ;$$

$$\text{SLE}_5 \quad G + 0,85 \cdot Q_{k,Pallet} + Q_{k,V,y} + 0,5 \cdot Q_{k,N}.$$

4.1.6.3 Stati limite di salvaguardia della vita (SLV)

$$\text{SLV}_1 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} + 1 \cdot Sisma_x + 0,3 \cdot Sisma_y ;$$

$$\text{SLV}_2 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} + 1 \cdot Sisma_x - 0,3 \cdot Sisma_y ;$$

$$\text{SLV}_3 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} - 1 \cdot Sisma_x - 0,3 \cdot Sisma_y ;$$

$$\text{SLV}_4 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} - 1 \cdot Sisma_x + 0,3 \cdot Sisma_y ;$$

$$\text{SLV}_5 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} + 1 \cdot Sisma_y + 0,3 \cdot Sisma_x ;$$

$$\text{SLV}_6 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} + 1 \cdot Sisma_y - 0,3 \cdot Sisma_x ;$$

$$\text{SLV}_7 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} - 1 \cdot Sisma_y - 0,3 \cdot Sisma_x ;$$

$$\text{SLV}_8 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} - 1 \cdot Sisma_y + 0,3 \cdot Sisma_x.$$

4.1.6.4 Stati limite di Danno (SLD)

$$\text{SLD}_1 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} + 1 \cdot Sisma_x + 0,3 \cdot Sisma_y ;$$

$$\text{SLD}_2 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} + 1 \cdot Sisma_x - 0,3 \cdot Sisma_y ;$$

$$\text{SLD}_3 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} - 1 \cdot Sisma_x - 0,3 \cdot Sisma_y ;$$

$$\text{SLD}_4 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} - 1 \cdot Sisma_x + 0,3 \cdot Sisma_y ;$$

$$\text{SLD}_5 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} + 1 \cdot Sisma_y + 0,3 \cdot Sisma_x ;$$

$$SLD_6 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} + 1 \cdot Sisma_y - 0,3 \cdot Sisma_x ;$$

$$SLD_7 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} - 1 \cdot Sisma_y - 0,3 \cdot Sisma_x ;$$

$$SLD_8 \quad G + 0,85 \cdot 0,8 \cdot Q_{k,Pallet} - 1 \cdot Sisma_y + 0,3 \cdot Sisma_x .$$

4.1.7 Schema strutturale

Il magazzino è stato pensato come una struttura metallica reticolare, dotata di pannelli di copertura e laterali. Ai correnti di carico e ai montanti è affidata la resistenza ai carichi verticali statici, mentre la controventatura nel piano trasversale ha il compito di stabilizzare i montanti. Il controvento verticale ha la funzione di irrigidire lo scaffale in modo da assorbire gli effetti dei difetti di verticalità e le modeste azioni prodotte dalla movimentazione delle merci, mentre con il sisma ha una funzione resistente primaria e il trasferimento delle azioni deve essere garantito attraverso sistemi che realizzino schemi statici ben definiti e controllati. Il controvento verticale ha la funzione di irrigidire lo scaffale in modo da assorbire gli effetti dei difetti di verticalità e le modeste azioni prodotte dalla movimentazione delle merci, mentre con il sisma ha una funzione resistente primaria e il trasferimento delle azioni deve essere garantito attraverso sistemi che realizzino schemi statici ben definiti e controllati. Nel piano trasversale, la resistenza alle azioni orizzontali del vento e del sisma, sono affidate alle spalle verticali. Queste sono collegate dalla capriata reticolare e costituiscono una sorta di telaio su più colonne. Nel piano longitudinale le azioni orizzontali sono sostenute dai controventi verticali longitudinali disposti in 10 campate lungo la lunghezza della struttura.

4.1.7.1 Risposta nei confronti dell'azione sismica

Il magazzino è stato progettato, in questa prima parte, facendo riferimento ad un comportamento non-dissipativo in risposta alle azioni sismiche, quindi è stato utilizzato un fattore unitario e non sono state applicate le regole della gerarchia delle resistenze. La struttura è stata verificata facendo riferimento alle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, mentre la componente verticale non è stata considerata. Le prescrizioni delle NTC08 al §7.2.2 forniscono i criteri di regolarità per la struttura, si ha:

▪ **Regolarità in pianta:**

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4, ($74800/21550=3,47$);
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti, (i livelli di carico non possono essere considerate come travi infinitamente rigide).

▪ **Regolarità in altezza:**

- a) tutti i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- b) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);
- c) non si considera perché la struttura non è dissipativa;
- d) non si considera perché la struttura non è caratterizzata da restringimenti. La struttura non risulta quindi né regolare in altezza né in pianta.

4.1.8 Analisi strutturale assistita: Software SAP 2000

4.1.8.1 Modellazione numerica

La struttura è stata analizzata mediante un modello tridimensionale agli elementi finiti realizzato con il software di calcolo strutturale SAP2000, in modo tale da valutare gli effetti di ogni azione agente sull'edificio. Inizialmente sono stati definiti materiali e sezioni. Per studiare la struttura dobbiamo inserire un suo modello. Il secondo passo consiste nel definire i profili di cui è composta la struttura. Nel modello i componenti sono rappresentati mediante elementi "Frame", aste. Le aste di controvento sono modellate secondo il principio della diagonale tesa attiva, quindi è stata modellata solamente la diagonale attiva e non è stato quindi considerato il contributo della diagonale compressa. I profili adottati per i controventi sono delle "L" singole per la progettazione non dissipativa

($q=1$) caratterizzati da dimensioni variabili lungo lo sviluppo in altezza del magazzino. La progettazione in capacità ha portato invece all'utilizzo di sezioni scatolari quadrate cave per le quattro spalle bifronte centrali e di "L" singole per le due spalle mono-fronte laterali. I seguenti si differenziano per dimensioni e tipo di acciaio utilizzato per rispettare le prescrizioni della normativa vigente. La trave porta Pallet è progettata con un profilo sottile piegato a freddo ed è stata modellata nel programma SAP2000 utilizzando l'opzione Steel "Cold formed". Le strutture portanti verticali sono costituite dai montanti di carico; essi sono modellati adottando profili scatolari cavi caratterizzati da spessori variabili nell'altezza della struttura. La trave in direzione ortogonale e parallela al corrente porta Pallet è stata modellata nel programma Sap2000 utilizzato un profilo a doppio "C" sottile formato a freddo. Alla base della struttura sono stati introdotti degli incastri. Il nodo superiore della colonna invece è stato svincolato a M2 e M3 come tutti gli altri nodi della struttura, in modo da simulare il vincolo a cerniera, che come noto non permette la trasmissione di momento flettente. I controventi sono stati svincolati a M2 e M3 nel nodo iniziale e finale, così come i correnti trasversali della trave porta pallet. Si riporta la figura della struttura modellata nel programma di calcolo SAP 2000.

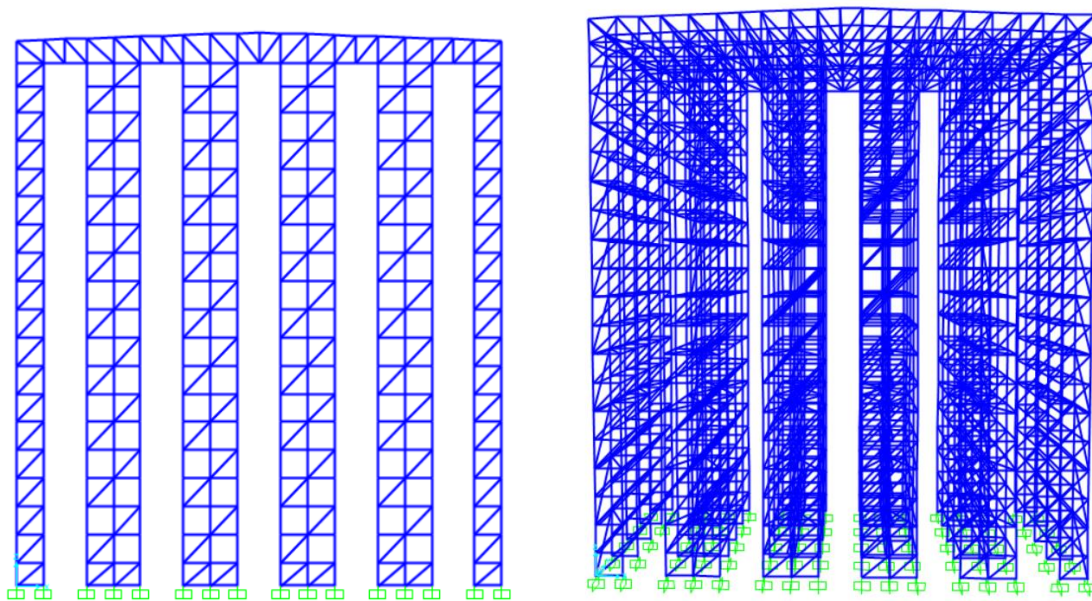


Figura 4.3: Sezione trasversale del magazzino e vista in 3D del modello creato con il software di calcolo SAP 2000.

4.1.8.2 Casi elementari di carico

- Peso proprio G_1 : definito attraverso il carico DEAD, automaticamente messo in conto dal programma tramite l'impostazione "self weight multiplier"=1. Per tutti i successivi carichi elencati tale coefficiente è stato settato pari a 0.
- Peso proprio della copertura $G_{Copertura}$: carico permanente portato, agenti in direzione "gravity", assegnato come carico lineare, espresso in kN/m² viene moltiplicato per l'interasse degli arcarecci sui quali è applicato.
- Peso proprio della pannellatura laterale $G_{Baraccatura}$: carico permanente portato, agente in direzione "gravity", assegnato come carico lineare, espresso in kN/m² viene moltiplicato per l'interasse dei montanti sui quali è applicato.
- Carico neve $Q_{k,Neve}$: è stato utilizzato lo stesso ragionamento del peso proprio della copertura.
- Carico neve $Q_{k,Vento Sopravento X}$: carico vento agente in direzione +X del riferimento globale, assegnato ai montanti di carico.
- Carico neve $Q_{k,Vento Sottovento X}$: carico vento agente in direzione -X del riferimento globale, assegnato ai montanti di carico.
- Carico neve $Q_{k,Vento Sottovento Y}$: carico vento agente in direzione -Y del riferimento globale, assegnato ai montanti di carico.
- Carico neve $Q_{k,Vento Sopravento Y}$: carico vento agente in direzione +Y del riferimento globale, assegnato ai montanti di carico.
- Carico neve $Q_{k,Vento Copertura}$: componente che agisce sugli arcarecci ed è frutto dell'azione scoperchiante del vento sulla copertura. Questa componente è un carico lineare kN/m, distribuita sugli arcarecci nella direzione opposta alla gravità.

I risultati in termini di reazioni globali del modello agli elementi finiti ai carichi applicati sono riportati della tabella seguente. Si riportano i valori riferiti ad un modello piano della struttura trasversale.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
Q Baraccatura	LinStatic	0,00	0,00	22,76
Q Copertura	LinStatic	0,00	0,00	8,00
Q Vento Sopravento	LinStatic	47,25	0,00	0,00
Q Vento Sottovento	LinStatic	28,36	0,00	0,00
Q Vento Copertura	LinStatic	0,00	0,00	27,79
Q Manutenzione	LinStatic	0,00	0,00	20,00
Q Neve	LinStatic	0,00	0,00	48,00
Pallet	LinStatic	0,00	0,00	3400,00
DEAD	LinStatic	0,00	0,00	104,33

Tabella 4.4: Valori totali dei carichi elementari applicati alla struttura relativi ad un telaio piano.

Per analizzare tutte le azioni e per inserire nel programma gli stati limite secondo le indicazioni della normativa, sono state create le combinazioni di carico come descritto al paragrafo al §4.1.6 del presente capitolo. Esse sono state prodotte sommando i vari casi elementari di carico e assegnando determinati coefficienti parziali e di combinazione, a seconda dello stato limite considerato. Le seguenti figure riportano le visualizzazioni grafiche dei carichi applicati nel modello agli elementi finiti.

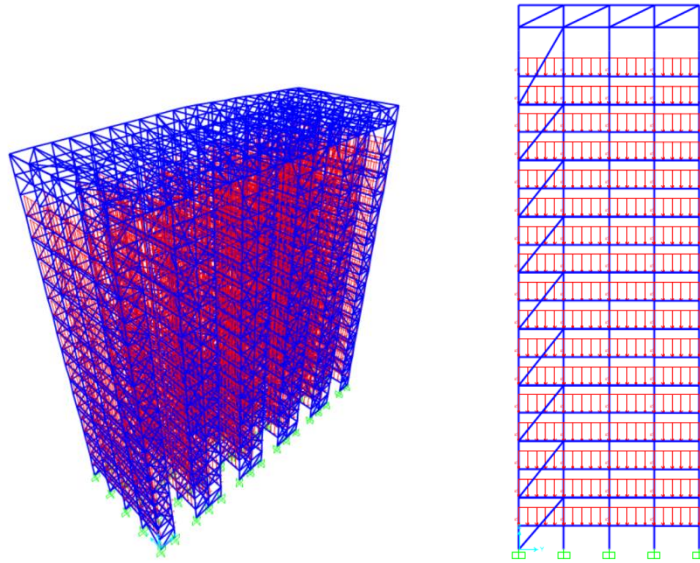


Figura 4.4: Azione variabile dei Pallet applicati alla struttura, vista tridimensionale della parte di magazzino modellata e una sua vista longitudinale.

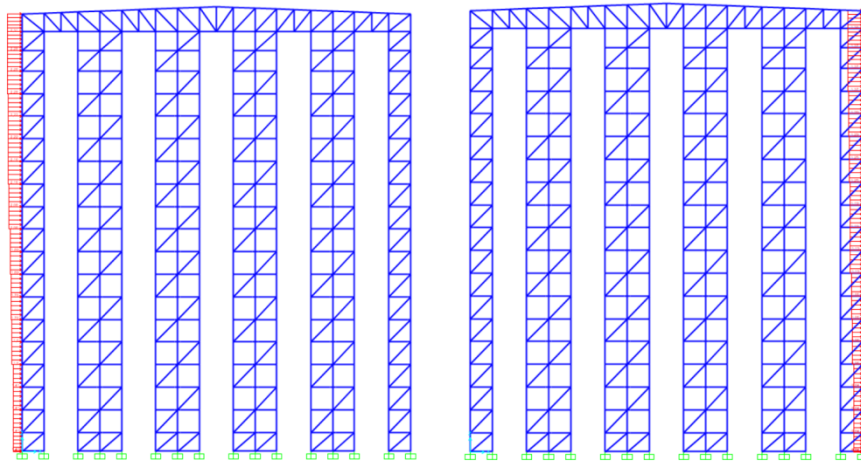


Figura 4.5: Azione del Vento applicato alla struttura in direzione trasversale, sopravvento e sottovento.

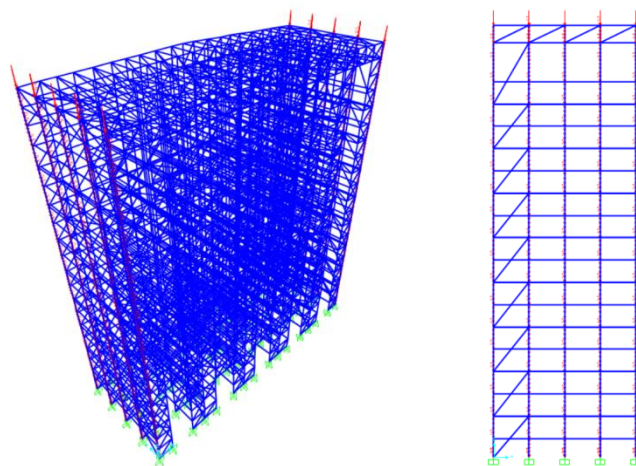


Figura 4.6: Azione del Peso della pannellatura laterale applicato alla struttura.

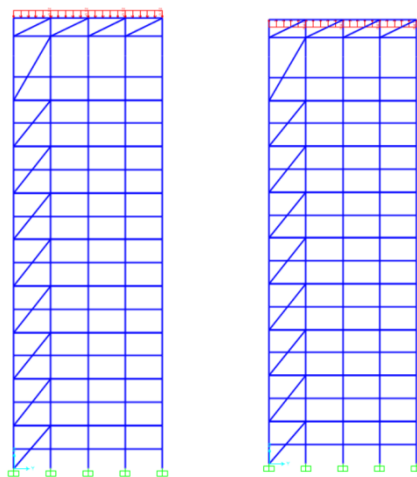


Figura 4.7: Azione della neve e del vento in copertura.

4.1.8.3 Analisi lineare

L'analisi lineare è stata utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso del sistema dissipativo che nel caso del sistema non dissipativo. Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli SLE, gli effetti sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario; per sistemi dissipativi, come avviene per gli SLU, gli effetti delle azioni sismiche si calcolano sempre riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità. Avendo qui adottato un fattore di struttura unitario, non sono state applicate le regole di “gerarchia delle resistenze”. Le azioni sismiche sono calcolate mediante analisi dinamica lineare. La struttura è stata verificata facendo riferimento alle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, mentre la componente verticale non è stata considerata.

4.1.8.3.1 Analisi lineare dinamica

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

Con:

- E_j valore dell'effetto relativo al modo j;
- ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità .

quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]}$$

- ξ smorzamento viscoso dei modi i e j;
- β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = T_j / T_i$).

Per poter eseguire l'analisi dinamica lineare si deve utilizzare lo spettro di progetto in accelerazioni orizzontali per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e per lo stato limite di danneggiamento (SLD) determinato al § 4.1.5.6 del presente capitolo.

4.1.8.3.2 Modi Propri di vibrazione

I modi propri di vibrazione del magazzino sono ottenuti mediante analisi modale del modello agli elementi finiti assumendo come massa dinamica il peso sismico dato dalla somma dei carichi propri, permanenti e i carichi dei Pallet moltiplicati per il fattore riduttivo 0,68, come indicato al § 4.1.5.3 del presente capitolo, per le combinazioni di calcolo SLV e SLD. Nella seguente tabella sono riportati periodi e fattori di partecipazione dei primi 15 modi propri di vibrazione del magazzino, con evidenziati i modi principali di vibrazione in direzione trasversale (X) e parallela (Y) all'asse della struttura. A seguire è stata riportata la deformata modale di vibrazione n°1 (principale in direzione X).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,6539	0,000	0,664	0,000	0,000	0,664	0,000
MODAL	Mode	2	1,3231	0,000	0,001	0,000	0,000	0,665	0,000
MODAL	Mode	3	0,9785	0,692	0,000	0,000	0,692	0,665	0,000
MODAL	Mode	4	0,7925	0,000	0,000	0,000	0,692	0,665	0,000
MODAL	Mode	5	0,7764	0,000	0,000	0,000	0,692	0,665	0,000
MODAL	Mode	6	0,7345	0,001	0,000	0,000	0,693	0,665	0,000
MODAL	Mode	7	0,7119	0,000	0,000	0,000	0,693	0,665	0,000
MODAL	Mode	8	0,5434	0,000	0,001	0,000	0,693	0,665	0,000
MODAL	Mode	9	0,4942	0,000	0,146	0,000	0,693	0,812	0,000
MODAL	Mode	10	0,4495	0,000	0,003	0,000	0,693	0,815	0,000
MODAL	Mode	11	0,4469	0,000	0,001	0,000	0,693	0,816	0,000
MODAL	Mode	12	0,4438	0,000	0,000	0,000	0,693	0,816	0,000
MODAL	Mode	13	0,4395	0,000	0,000	0,000	0,693	0,816	0,000
MODAL	Mode	14	0,4383	0,000	0,000	0,000	0,693	0,817	0,000
MODAL	Mode	15	0,4094	0,000	0,000	0,000	0,693	0,817	0,000

Tabella 4.4: Periodi e fattori di partecipazione dei primi 15 modi propri di vibrazione della struttura.

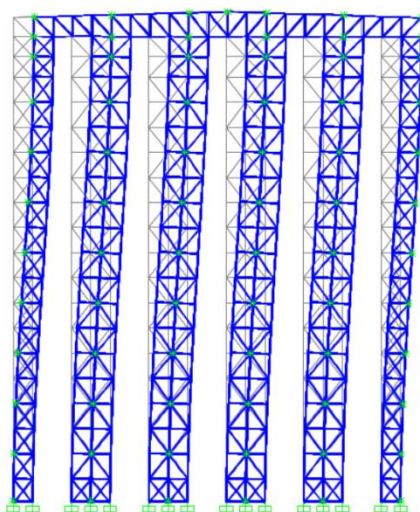


Figura 4.8: Sezione trasversale della struttura, deformata Modale Modo n°1.

4.1.8.4 Analisi delle Azioni Sismiche

Le azioni sismiche agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) sono calcolate mediante analisi lineare dinamica, secondo le indicazioni delle NTC08 al §7.3.3.1, assumendo lo spettro di progetto SLV come indicato al § 4.1.5.6 del presente capitolo. Le analisi con spettro di risposta sono realizzate considerando i primi 50 modi di vibrazione del magazzino, ottenendo una massa partecipante pari a 85% in direzione X, direzione trasversale all'asse magazzino, e 90% in direzione Y, direzione parallela all'asse del magazzino. Nella tabella seguente sono riportati le reazioni globali dei casi di carico e delle combinazioni sismiche SLV. Le tabelle si riferiscono ad un telaio trasversale della costruzione nel quale è stata considerata soltanto la direzione X dell'azione sismica e alla parte di struttura in 3D analizzata costituita da quattro campate nella direzione longitudinale nel quale sono state considerate entrambe le componenti X e Y dell'azione.

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
Sisma x SLV	LinRespSpec	Max	435,27	0,00	14,47
E SLV_1	Combination	Max	435,27	0,00	2461,57
E SLV_1	Combination	Min	-435,27	0,00	2432,62

Tabella 4.5: Reazioni globali riferite al telaio trasversale piano.

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
E SLV 1	Combination	Max	2100,43	468,76	10165,06
E SLV 1	Combination	Min	-2100,43	-468,76	10084,03
E SLV 5	Combination	Max	669,34	1431,84	10154,12
E SLV 5	Combination	Min	-669,34	-1431,84	10094,97
Sisma x SLV	LinRespSpec	Max	±2087,501	±43,087	±34,769
Sisma y SLV	LinRespSpec	Max	±43,087	±1418,913	±19,147

Tabella 4.6: Reazioni globali riferite alla struttura analizzata in 3D.

Legenda:

$Sisma_y SLV$ = Azione sismica SLV in direzione Y, trasversale all'asse del magazzino;

$Sisma_x SLV$ = Azione sismica SLV in direzione X, parallela all'asse del magazzino.

4.1.8.5 Diagrammi delle Sollecitazioni

Nelle figure sono riportati i diagrammi degli sforzi normali per i casi di carico elementari e sismici in alcune sezioni significative del magazzino, ottenuti adottando scale di rappresentazione variabili in modo da migliorare la resa grafica. Il colore blu rappresenta uno stato di trazione, il rosso corrisponde ad una sollecitazione di compressione.

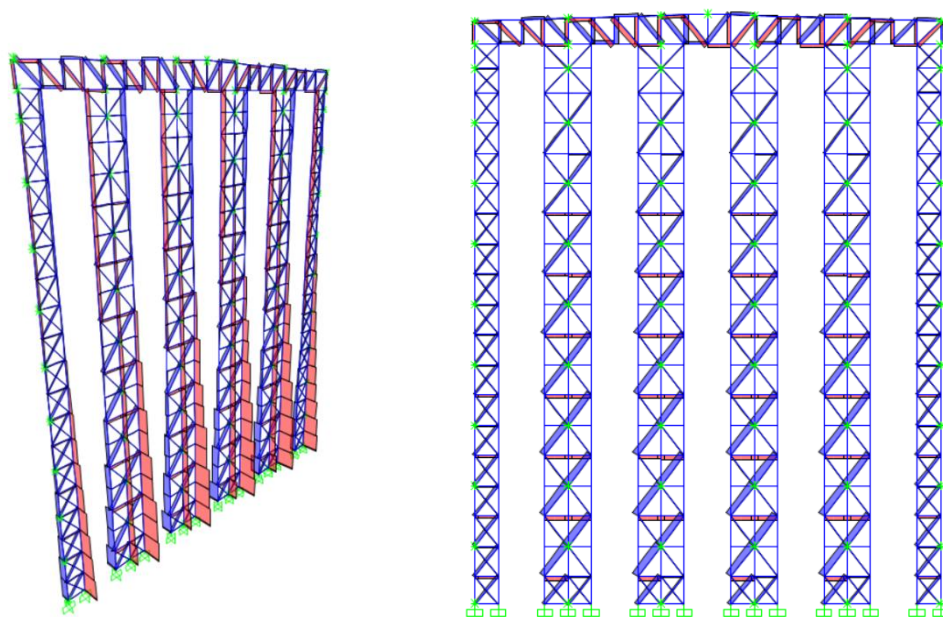


Figura 4.9: Diagrammi degli sforzi normali delle azioni sismiche applicate.

4.1.9 Verifiche strutturali

4.1.9.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi della Struttura principale

Le verifiche della struttura principale agli stati limite ultimi (SLU) e di salvaguardia della vita (SLV) sono realizzate secondo le indicazioni delle NTC08 al §4.1.2. In questo caso il magazzino è stato progettato per avere un comportamento non dissipativo sotto gli effetti delle azioni sismiche, le prescrizioni di gerarchia delle resistenze riportate dalle NTC08 al capitolo 7 non sono state considerate. Le verifiche sono eseguite in modo automatico mediante il software di analisi strutturale SAP2000 ad eccezione della trave porta Pallet per la quale è stata elaborato un procedimento iterativo per il calcolo della geometria efficace e le verifiche sono state condotte adottando le prescrizioni degli Eurocodici. A seguire sono riportate le verifiche relative al coefficiente delle non linearità geometriche, alle colonne, le diagonali dei controventi, il traverso di carico e della capriata reticolare.

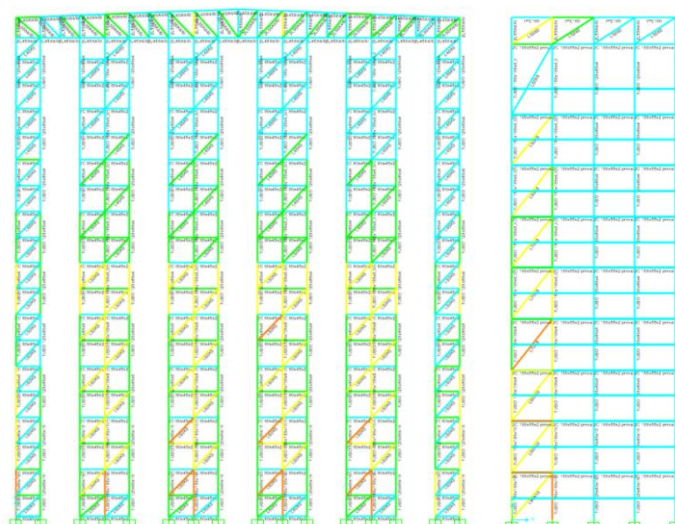


Figura 4.10: Fattori di sfruttamento “Ratio” della carpenteria metallica nella sezione trasversale e nella porzione di sezione longitudinale analizzata.

4.1.9.1.1 Verifica delle non linearità geometriche

Le azioni sismiche agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) sono calcolate mediante analisi lineare dinamica, secondo le indicazioni delle NTC08 al §7.3.3.1, assumendo uno spettro di progetto SLV utilizzando un fattore di struttura unitario. Nell'ambito dell'analisi lineare si è svolto il controllo per valutare la suscettibilità alle non linearità geometriche dell'edificio, attraverso il calcolo del coefficiente θ , che rappresenta il rapporto tra il momento dovuto al carico verticale totale di piano nella configurazione deformata e il momento stabilizzante dovuto al taglio di piano. Il calcolo viene eseguito come indicato al § 7.3.1 delle NTC08 con la seguente:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_i} \leq 0,1$$

Dove P_{tot} e V_{tot} sono forniti dal software per l'involuppo delle combinazioni sismiche allo SLV eseguendo una sezione di piano nel modello. Si assume per h_i il valore dell'altezza di interpiano mentre lo spostamento di interpiano di progetto d_r si valuta come differenza tra gli spostamenti laterali medi in sommità ed alla base del piano in esame, determinati dal modello per l'involuppo delle combinazioni sismiche allo SLV. Si riporta nella seguente tabella la sintesi del calcolo dei coefficienti:

COMBINAZIONE SLV					
Orizzontamento	h	d _r	P	V	θ
	mm	mm	kN	kN	
1 (z=+5124)	5124	17,44	2159	398,570	0,018
2 (z=+10324)	5200	32,27	1486,44	313,970	0,029
3 (z=+15524)	5200	37,27	873,9	252,710	0,025
4 (z=+20724)	5200	28,36	346,72	137,029	0,014
5 (z=+25100)	4376	10,14	64,82	6,360	0,024

Tabella 4.7: Calcolo del fattore θ per la verifica delle non linearità geometriche.

4.1.9.1.2 Colonne

I montanti di carico sono costituiti da profili tubolari con spessori variabili in altezza compresi tra i 10 e i 4 mm. In corrispondenza della controventatura verticale disposta nel piano longitudinale in campate alterne ogni quattro, al montante mediano delle spalle bifronti centrali è associato un profilo avente dimensioni maggiori rispetto alle altre colonne. Nelle seguenti immagini sono riportate in forma grafica i risultati delle verifiche strutturali in termini di fattore di sfruttamento (“Ratio”), equivalente al rapporto tra azione di calcolo E_d e resistenza di progetto R_d , così come indicato dalle NTC08 al §2.3, per alcune sezioni significative del magazzino.

```

Units : KN, mm, C

Frame : 2680      X Mid: 21503,988  Combo: E SLV 5      Design Type: Column
Length: 2300,000  Y Mid: -31,893      Shape: TUBO 120x80x10  Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000      Z Mid: 1163,149      Class: Class 1        Rolled : No

Country=CEN Default      Combination=Eq. 6.10      Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)  MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? Yes      Ignore Special EQ Load? Yes      D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
q=1,00      Omega=1,00      GammaOV=1,10
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,000      D/C Lim=1,000

Aeff=3600,000      eNy=0,000      eNz=0,000
A=3600,000      Iyy=6520000,000      iyy=42,557      Wel,yy=108666,667      Weff,yy=108666,667
It=6587777,778      Izz=3320000,000      izz=30,368      Wel,zz=83000,000      Weff,zz=83000,000
Iw=0,000      Iyz=0,000      h=120,000      Wpl,yy=138000,000      Av,y=1600,000
E=210,000      fy=0,355      fu=0,510      Wpl,zz=102000,000      Av,z=2400,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
0,000      -714,861      4728,289      -1828,862      -1,195      1,153      -266,777

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)
D/C Ratio: 0,800 = 0,661 + 0,106 + 0,032 < 1,000 OK
= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)

```


AXIAL FORCE DESIGN							
		Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
		Force	Capacity	Capacity			
Axial		-714,861	1278,000	1278,000			
		Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
		1278,000	1321,920	194666,979	5213,326	1,000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,490	5213,326	0,495	0,695	0,846	1080,826
MajorB(y-y)	c	0,490	5213,326	0,495	0,695	0,846	1080,826
Minor (z-z)	c	0,490	8987,544	0,377	0,614	0,909	1162,176
MinorB(z-z)	c	0,490	8987,544	0,377	0,614	0,909	1162,176
Torsional TF	c	0,490	5213,326	0,495	0,695	0,846	1080,826
MOMENT DESIGN							
		Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
		Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)		4728,289	4728,289	48990,000	48990,000	28782,643	48990,000
Minor (z-z)		-1828,862	-1828,862	36210,000	36210,000	19146,715	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,159	0,497	1,000	1,272	1947601,725
		kyy	kzy	kzy	kzz		
Factors		1,098	0,643	0,659	1,072		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status	
		Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check	
Major (z)		1,501	264,041	491,902	0,003	OK	
Minor (y)		1,594	264,041	327,935	0,005	OK	
		Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW			
Reduction		491,902	1,200	0,142			

Figura 4.11: Verifiche per il montante di carico con sezione Tubo 120x80x10.

Units : KN, mm, C

Frame : 2670 X Mid: 17203,988 Combo: E SLV 5 Design Type: Column
 Length: 2300,000 Y Mid: -31,893 Shape: TUBO 150x100x10 Frame Type: DCH-MRF
 Loc : 0,000 Z Mid: 1163,149 Class: Class 1 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes
 Ignore Seismic Code? Yes

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25
 q=1,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10
 An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,000 D/C Lim=1,000

Aeff=4600,000 eNy=0,000 eNz=0,000
 A=4600,000 Iyy=13478333,33 iyy=54,130 Wel,yy=179711,111 Weff,yy=179711,111
 It=13805217,39 Izz=6953333,333 izz=38,879 Wel,zz=139066,667 Weff,zz=139066,667
 Iw=0,000 Iyz=0,000 h=150,000 Wpl,yy=224500,000 Av,y=2000,000
 E=210,000 fy=0,355 fu=0,510 Wpl,zz=167000,000 Av,z=3120,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-952,587	13203,902	1154,449	4,140	1,574	-460,457

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio: 0,847 = 0,646 + 0,171 + 0,030 < 1,000 OK
 = NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
 + kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-952,587	13203,902	1154,449	4,140	1,574	-460,457

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio:	0,847 = 0,646 + 0,171 + 0,030	<	1,000	OK
	= NED/(Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NED eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kyz (Mz,Ed+NED eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)			

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-952,587	1633,000	1633,000				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1633,000	1689,120	251040,178	10777,139	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,490	10777,139	0,389	0,622	0,903	1474,574
MajorB(y-y)	c	0,490	10777,139	0,389	0,622	0,903	1474,574
Minor (z-z)	c	0,490	18823,310	0,295	0,567	0,952	1554,505
MinorB(z-z)	c	0,490	18823,310	0,295	0,567	0,952	1554,505
Torsional TF	c	0,490	10777,139	0,389	0,622	0,903	1474,574

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	13203,902	13203,902	79697,500	79697,500	44276,178	79697,500	
Minor (z-z)	1154,449	3502,247	59285,000	59285,000	29902,379		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,140	0,487	1,000	1,268	4066208,143
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1,031	0,515	0,618	0,859			

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	4,140	433,751	639,473	0,006	OK
Minor (y)	2,234	433,751	409,919	0,005	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdaabarW		
Reduction	639,473	1,200	0,185		

Figura 4.12: Verifiche per il montante di carico con sezione Tubo 150x100x10.

Verifica a trazione della colonna

Secondo EN 1993-1-8:2005 al capitolo §7 con riferimento alla tabella §7.12, si deve eseguire una verifica a trazione della colonna.

$$N_{1,Rd} = k_m f_{y0} t_0^2 \left(\frac{2h_1}{b_0} + 4\sqrt{1} - \frac{t_1}{b_0} \right) / \gamma_{M5}$$

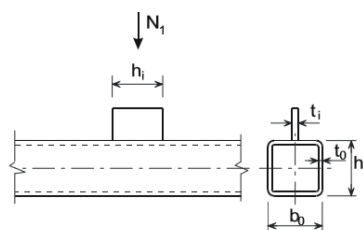


Figura 4.13: Dettaglio costruttivo al §7.12 dell'Eurocodice 8, per la verifica di trazione della colonna.

Poiché le verifiche non risultano essere soddisfatte si sagoma il profilo del montante e si inserisce un irrigidimento avente una lunghezza pari all'altezza h_0 del profilo.

4.1.9.1.3 Trasverso di carico

La trave trasversale al corrente porta pallet è stata modellata con un profilo a doppio "C". L e sue dimensioni sono di 2C 80x50x3 mm, rispettivamente per altezza, larghezza delle flange e spessore. Nella seguente immagine viene riportata in forma grafica il risultato della verifica strutturale in termini di fattore di sfruttamento ("Ratio"), equivalente al rapporto tra azione di calcolo E_D e resistenza di progetto R_D , così come indicato dalle NTC08 al § 2.3, per la sezione maggiormente sollecitata del magazzino.

Frame : 334	X Mid: 12303,988	Combo: E SLV 1	Design Type: Beam	Units: KN, mm, C
Length: 1200,000	Y Mid: 1968,107	Shape: 2C 80x50x3	Frame Type: DCH-MRF	
Loc : 1050,000	Z Mid: 3563,149	Class: Class 4	Rolled : No	
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No		
Consider Torsion? No				
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ Load? Yes	D/P Plug Welded? Yes		
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25		
q=1,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10		
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,000	D/C Lim=1,000	
Aeff=926,294	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=1044,000	Iyy=1092412,000	iy=32,348	Wel,yy=27310,300	Weff,yy=23638,806
It=3029,940	Izz=586187,000	iz=23,696	Wel,zz=11165,467	Weff,zz=9056,417
Iw=544004078,1	Iyz=0,000	h=80,000	Wpl,yy=31314,000	Av,y=600,000
E=210,000	fy=0,355	fu=0,510	Wpl,zz=18276,000	Av,z=532,800
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS				
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z
1050,000	-93,114	915,941	-210,379	6,000
				Ved,y
				1,385
				Ted
				-0,031
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)				
D/C Ratio:	0,525	= 0,347 + 0,131 + 0,047	<	1,000
		= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)		OK
		+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1)		(EC3 6.3.3(4)-6.62)
AXIAL FORCE DESIGN				
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	
	Force	Capacity	Capacity	
Axial	-93,114	328,834	370,620	
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF
	370,620	383,357	788,264	788,264
				An/Ag
				1,000
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar
Major (y-y)	c	0,490	1572,327	0,457
MajorB(y-y)	c	0,490	1572,327	0,457
Minor (z-z)	c	0,490	1101,987	0,546
MinorB(z-z)	c	0,490	1101,987	0,546
Torsional TF	c	0,490	788,264	0,646
				Phi
				0,668
				Chi
				0,867
				Nb,Rd
				284,953
				268,580
				268,580
				249,213

MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major (y-y)	915,941	915,946	8391,776	8391,776	8391,776	6869,924	
Minor (z-z)	-210,379	-210,379	3215,028	3215,028	3215,028		
LTB	Curve d	AlphaLT 0,760	LambdaBarLT 0,444	PhiLT 0,692	ChiLT 0,819	C1 1,314	Mcr 49100,029
Factors		kyy 0,972	kyz 0,723	kzy 0,980	kzz 0,723		
SHEAR DESIGN							
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check		
Major (z)	6,100	0,000	109,202	0,056	OK		
Minor (y)	1,403	0,000	122,976	0,011	OK		
Reduction	Vpl,Rd 109,202	Eta 1,200	LambdaBarW 0,351				
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
	VMajor Left	VMajor Right					
Major (V2)	1,668	11,302					

Figura 4.14: Verifiche per il traverso di carico con sezione 2C 80x50x3.

4.1.9.1.4 Controventi verticali

I controventi del magazzino in esame sono costituite da profili ad “L” singole, essi si differenziano per dimensione a seconda della loro posizione. Per le diagonali in sommità del magazzino sono state impiegate le L45x5, per le diagonali intermedie vengono utilizzate le L50x5 ed infine nei primi piani sono adottate le L60x5. Si riporta in seguito solo la verifica più restrittiva. Nelle seguenti immagini sono riportate in forma grafica i risultati delle verifiche strutturali in termini di fattore di sfruttamento (“Ratio”), equivalente al rapporto tra azione di calcolo E_d e resistenza di progetto R_d , così come indicato dalle NTC08 al §2.3, per alcune sezioni significative del magazzino.

Units : KN, mm, C

Units

Frame : 5915 X Mid: 13503,988 Combo: E SLV 1 Design Type: Brace
Length: 1732,772 Y Mid: 1968,107 Shape: L60X5 Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000 Z Mid: 5438,149 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25
q=1,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,000 D/C Lim=1,000

Aeff=581,900 eNy=0,000 eNz=0,000
A=581,900 Iyy=193700,000 iyy=18,245 Wel,yy=4446,740 Weff,yy=4446,740
It=4792,000 Izz=193700,000 izz=18,245 Wel,zz=4446,740 Weff,zz=4446,740
Iw=0,000 Iyz=-118346,616 h=60,000 Wpl,yy=8310,000 Av,y=300,000
E=210,000 fy=0,355 fu=0,510 Wpl,zz=8310,000 Av,z=300,000

Iyz=-118346,616 Imax=312046,616 imax=23,157 Wel,zz,maj=7355,009
Rot= 45 deg Imin=75353,384 imin=11,380 Wel,zz,min=3200,549

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-118,621	0,000	-12,093	-0,027	-0,021	-0,097

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.1.1(1)-6.46)
D/C Ratio: 0,763 = 0,763 < 1,000 OK
= (Ned/Nb,Rd) (EC3 6.3.1.1(1)-6.46)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-118,621	206,575	206,575

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	206,575	213,674	363,054	363,031	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	2154048,621	0,010	0,468	1,000	206,575
MajorB(y-y)	b	0,340	2154048,621	0,010	0,468	1,000	206,575
Minor (z-z)	b	0,340	520162,192	0,020	0,470	1,000	206,575
MinorB(z-z)	b	0,340	520162,192	0,020	0,470	1,000	206,575
Torsional TF	b	0,340	363,031	0,754	0,879	0,752	155,377

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	0,000	11,642	2950,050	2950,050	2950,050	2950,050
Minor (z-z)	-12,093	-12,093	2950,050	2950,050	2950,050	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,064	0,450	1,000	1,000	719389,675

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0,891	0,538	0,620	0,897

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	0,027	0,000	61,488	0,000	OK
Minor (y)	0,024	0,000	61,488	0,000	OK

	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	61,488	1,200	0,000

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

	P Comp	P Tens
Axial	-118,621	N/C

Figura 4.15: Verifiche per la diagonale dei controventi con sezione L60x5.

4.1.9.1.5 Trave porta Pallet

Il corrente porta Pallet è costituito da un profilo a “C” sagomato a freddo irrigidito (*cold-formed*), ossia un profilo in classe 4 (profili snelli) secondo i criteri di classificazioni presentati al § 4.2.3.1 delle NTC08. Il riferimento normativo considerato è costituito dagli Eurocodici; le principali formule di verifica per i profili si trovano nella UNI EN 1993-1-1. La sezione trasversale del profilo è composta da elementi piani collegati tra loro con elementi curvilinei di raccordo. Un aspetto molto importante e delicato associato alla fase progettuale è costituito dalla determinazione delle caratteristiche geometriche, le cui regole sono riportate nelle parti 1-3 e 1-5 dell'Eurocodice 3. Le formule sono basate sulla determinazione dell'area efficace A_{eff} e dei moduli di resistenza efficaci della sezione $W_{eff,y}$ e $W_{eff,z}$ (con y e z che rappresentano gli assi principali della sezione). Queste grandezze geometriche sono state qui determinate con riferimento alla situazione limite in cui è raggiunto il valore massimo di tensione ammesso per la classe di acciaio del profilo, dato dalla tensione di snervamento ridotta. La penalizzazione della geometria nominale di una sezione cold-formed è una procedura iterativa e si differenzia a seconda della distribuzione delle tensioni normali (associate a compressione, flessione, oppure pressoflessione) presenti sulla sezione trasversale in esame. In seguito è riportata la scheda di calcolo e di verifica della trave caricata con un carico uniformemente distribuito rappresentato dal massimo peso nominale della merce immagazzinata.

L [m]	2	distanza fra gli appoggi	f_{yb} [N/mm ²]	355
g [kN/m]	0,03716	carico permanente	γ_{M0}	1,00
q [kN/m]	5	carico accidentale uniformemente distribuito		

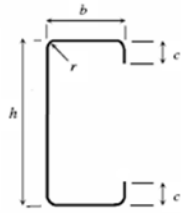
$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{c,Rd}^I = \frac{W_{eff} f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c,Rd}^{II} = \frac{f_{yb} (W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) 4(1 - \lambda_{e\max} / \lambda_{e0}))}{\gamma_{M0}}$$

M_{Ed} [kNm]	3,77
A_{sez} [mm ²]	484
W_{el} [mm ³]	14834
W_{pl} [mm ³]	16849
W_{eff} [mm ³]	13584
$M_{c,Rd}^I$ [kNm]	4,82
$M_{c,Rd}^{II}$ [kNm]	5,58

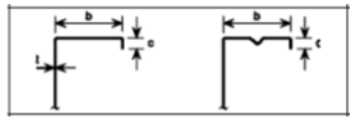
$$M_{Ed} \text{ [kNm]} \leq M_{c,Rd} \text{ [kNm]}$$

Sezione Verificata



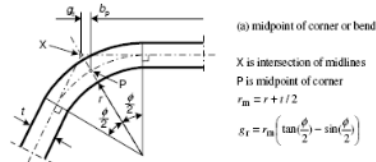
GEOMETRIA DELLA SEZIONE

h [mm]	100	altezza totale del profilo
b [mm]	50	larghezza della flangia
t [mm]	2	spessore
r [mm]	3	raggio di raccordo degli elementi
c [mm]	25	altezza del bordo di irrigidimento

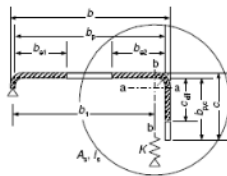
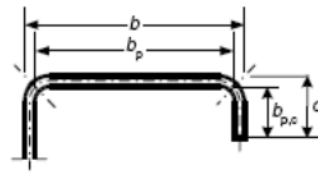


CONTROLLO GEOMETRIA

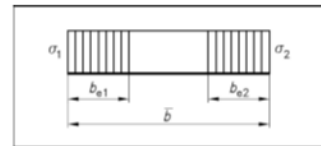
b/t ≤ 60	25,00	ok
c/t ≤ 50	12,50	ok
h/t ≤ 500	50,00	ok
0.2 ≤ c/b ≤ 0.6	0,50	ok
r/t ≤ 5	1,50	ok
r/b _p ≤ 0.1	0,07	ok



r _m [mm]	4,000
φ [deg]	90
g _r [mm]	1,172
b _p [mm]	45,657
b _{p,c} [mm]	22,828

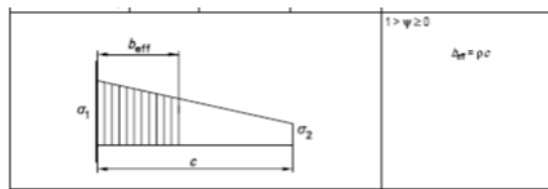


b/t ≤ 60
a) single edge fold

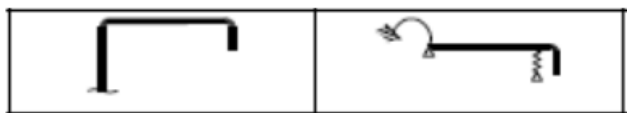


b _{eff} = ρ b _p	ψ = σ ₂ /σ ₁	1
b _{e1} = 0.5 b _{eff}	k _c	4
b _{e2} = 0.5 b _{eff}		

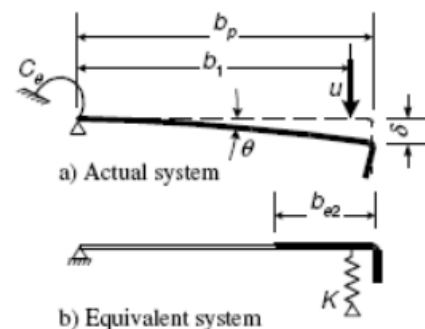
ε = √(235/f _y)	0,814
λ _p	0,494
ρ	1,000
b _{eff} [mm]	45,657
b _{e1} [mm]	22,828
b _{e2} [mm]	22,828
σ _{com,Ed} [N/mm ²]	355
λ _{p,red}	0,494



k _σ	0,73
λ _p	0,576
λ _{p,red}	0,576
ρ	1,000
c _{eff} [mm]	22,828



A_s [mm ²]	91,314
b_1 [mm]	40,536
a-a [mm]	17,707
I_s [mm ⁴]	5614
k_f	0
K	2,028
$\sigma_{cr,s}$	1070,85
λ_d	0,576
χ_d	1,000
$\sigma_{com.Ed,i}$ [N/mm ²]	355,00
$y_{eff,c}$ [mm]	49,49
$J_{eff,c}$ [mm ⁴]	728378
$W_{eff,c}$ [mm ³]	14717



z_c [mm]	49
J_{eff} [mm ⁴]	665595
W_{eff} [mm ³]	13584
λ_p	0,49
λ_p	0,58

Posizione dell'asse neutro rispetto alla flangia superiore

Momento di inerzia della sezione efficace

Modulo di resistenza della sezione efficace

4.1.10 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

4.1.10.1 Verifica di deformabilità sotto Azioni Sismiche SLD

La verifica allo stato limite di danno degli elementi non strutturali si prefissa l'obiettivo di controllare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere l'edificio temporaneamente inagibile. L'azione sismica per questo tipo di verifiche è definita attraverso uno spettro di risposta di progetto elastico con $q = 1$, inoltre si è svolta la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi e alle azioni agenti nelle direzioni x e y come visto al paragrafo sull'analisi dinamica lineare del precedente capitolo. Nel caso in esame, come enunciato al § 7.3.7.2 delle NTC08, la inagibilità dell'edificio è dovuta a spostamenti eccessivi d'interpiano, perciò la verifica si ritiene soddisfatta qualora questi spostamenti, ottenuti dall'analisi del modello dell'edificio sotto l'azione sismica allo SLD, risultano inferiori al limite. Il limite di deformabilità imposto dalle NTC08 è fornito dalla:

$$d_r \leq 0,05 \cdot h_i$$

Con riferimento al possibile danneggiamento della pannellatura laterale, il calcolo è effettuato assumendo h_i come distanza tra le mensole di supporto della pannellatura e d_r

come spostamento orizzontale medio fra i livelli di attacco delle mensole. La verifica, come riportato nella tabella di seguito, risulta essere soddisfatta essendo i valori calcolati inferiori allo 0,005h.

COMBINAZIONE SLD "X"				
Orizzontamento	h	dr	dr,limite	dr / dr,limite
	mm	mm	mm	-
1 (z=+5124)	5124	7,13	25,62	0,278
2 (z=+10324)	5200	12,64	26	0,486
3 (z=+15524)	5200	14,68	26	0,565
4 (z=+20724)	5200	11,04	26	0,425
5 (z=+25100)	4376	3,95	21,88	0,181

Tabella 4.8: Verifica per la combinazione più sfavorevole in direzione "X".

COMBINAZIONE SLD "Y"				
Orizzontamento	h	dr	dr,limite	dr / dr,limite
	mm	mm	mm	-
1 (z=+5124)	5124	10,32	25,62	0,403
2 (z=+10324)	5200	16,77	26	0,645
3 (z=+15524)	5200	19,45	26	0,748
4 (z=+20724)	5200	18,58	26	0,715
5 (z=+25100)	4376	9,57	21,88	0,437

Tabella 4.9: Verifica per la combinazione più sfavorevole in direzione "Y".

4.1.11 Collegamenti

4.1.11.1 Collegamento bullonato - Trave porta Pallet

Il corrente porta Pallet è costituito da un profilo a "C" sagomato a freddo irrigidito (*cold-formed*), ossia un profilo in classe 4, caratterizzato da due irrigidimenti e le sue dimensioni sono: 100x50x25x2mm. La trave è bullonata ad una squadretta di acciaio del medesimo spessore del corrente, la quale risulta essere collegata al resto della struttura mediante saldatura. Per il collegamento sono stati scelti due bulloni M8, classe 10.9.

Verifica a taglio dei bulloni

Per quanto attiene la verifica della bullonatura si considera la forza di taglio applicata all'interfaccia tra la saldatura e l'elemento di supporto. La massima forza di taglio che agisce sul bullone più distante dal baricentro della bullonatura:

$$F_{v,Ed,max} = V_{Ed} \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{n_b} + \frac{e_x \cdot x_{max}}{J_b}\right)^2 + \left(\frac{e_x \cdot z_{max}}{J_b}\right)^2}$$

Dove:

- $V_{Ed} = 6,37kN$ forza di taglio agente;
- n_b numero complessivo di bulloni;
- x_{max} rappresenta la massima ascissa del bullone calcolata rispetto al baricentro;
- J_b è il momento di inerzia polare della bullonatura calcolato rispetto al baricentro.
- $F_{v,Rd}$ è la resistenza a taglio del singolo bullone: $F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot A \cdot f_{bu}}{\gamma_{M2}}$
- f_{bu} resistenza ultima del materiale costituente i bulloni

Si ha:

$$\frac{F_{v,Ed,max}}{F_{v,Rd}} = 0,39 \leq 1 \rightarrow \text{Verifica}$$

Verifica a rifollamento della squadretta

Forza di taglio agente su ciascun bullone dovuta al taglio esterno:

$$V_{z,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n_b}$$

Forze di taglio sul bullone più distante dal baricentro dovute al momento torcente:

$$V_{z,Ed,max} = \frac{V_{Ed} \cdot e_x \cdot x_{max}}{J_b}$$

Forze agenti sul bullone più sollecitato:

$$F_{b,Ed,z} = V_{Ed} \cdot \left(\frac{1}{n_b} + \frac{e_x \cdot x_{max}}{J_b}\right)$$

Resistenza a rifollamento

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot f_{tk,p}}{\gamma_{M2}}$$

Si ha:

$$\frac{F_{b,Ed,z}}{F_{b,Rd}} = 0,58 \leq 1 \rightarrow \text{Verifica}$$

Verifica a flessione e taglio della sezione lorda della squadretta

Tensione normale dovuta alla flessione nel piano:

$$\sigma_{Ed} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{t_p \cdot h_p^2}$$

Tensione tangenziale dovuta al taglio:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot t_p \cdot h_p}$$

Con:

- V_{Ed} taglio sollecitante;
- M_{Ed} momento flettente pari al taglio per la distanza tra la prima fila di bulloni e la saldatura.

Si ha:

$$\left(\frac{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{Ed}}{f_{yk,p}}\right)^2 + 3\left(\frac{\gamma_{M0} \cdot \tau_{Ed}}{f_{yk,p}}\right)^2 = 0,11 \leq 1 \rightarrow \text{Verifica}$$

Con:

- h_p altezza della piastra;
- t_p spessore piastra;
- $f_{yk,p}$ valore di snervamento del materiale costituente il piatto.

Verifica a taglio della sezione netta della squadretta

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{V_{Ed}}{\frac{A_{v,net} \cdot f_{yk,p}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}}} = 0,19 \leq 1$$

- $A_{v,net}$ area depurata dei fori.

Verifica al fenomeno del “block tearing”

$$F_{eff,Rd} = 0,5 \frac{A_{nt} \cdot f_{yk,p}}{\gamma_{M2}} + \frac{A_{nv} \cdot f_{yk,p}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}}$$

- A_{nt} area della zona soggetta a trazione;
- A_{nv} area della zona soggetta a taglio.

$$\frac{V_{Ed}}{F_{eff,Rd}} = 0,21 \leq 1 \rightarrow \text{Verifica}$$

4.1.11.2 Collegamenti saldati

4.1.11.2.1 Controventi diagonali

Si è scelto di utilizzare la soluzione saldata a cordone d'angolo per tutti i collegamenti delle diagonali dei controventi, e si è fissata la lunghezza dei cordoni di saldatura secondo il tipo di profilo impiegato, scegliendo di ripristinare con la connessione lo sforzo di compressione massimo supportabile dall'elemento collegato. I cordoni devono essere in grado di resistere alle azioni indotte dalla forza normale eccentrica rispetto al loro baricentro. Essendo l'asse baricentrico dei profili a L non equidistante dai bordi, sui due cordoni di saldatura agiranno le seguenti forze:

$$F_{1,Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_2}{e_1 + e_2} \quad e \quad F_{2,Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_1}{e_1 + e_2}$$

Entrambe le forze sopra determinate inducono nei cordoni tensioni tangenziali parallele all'asse della saldatura:

$$\tau_{//,1} = \frac{F_{1,Ed}}{n_a \cdot a \cdot L_{eff,1}} \quad e \quad \tau_{//,2} = \frac{F_{2,Ed}}{n_a \cdot a \cdot L_{eff,2}}$$

La verifica di ciascun cordone si ritiene soddisfatta nel caso in cui risulti soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$\sqrt{3} \cdot \tau_{//,1} \leq \frac{f_{tk}}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}$$

con :

- n_a numero di angolari (1 o 2);
- a altezza di gola efficace, è stata assunta come $a = 0,707 \cdot \min[t_a, t_p]$;
- t_a spessore dell'angolare;
- t_p spessore del piatto;
- $L_{eff,1}$ lunghezza efficace dell'i-esimo cordone;
- f_{tk} resistenza ultima minore tra il materiale costituente il piatto e quello degli angolari;
- β_w coefficiente dipendente dal materiale.

Si riporta di seguito la tabella contenente la verifica effettuata per il diagonale più sollecitato:

L 60x60x5				
t_p	5	mm	Forza sul Cordone 1	
t_a	5	mm	$F_{1,Ed}$	87200 N
e_1	16,4	mm	$\tau // 1$	246,64
e_2	43,6	mm		
a	3,535534	mm	Forza sul Cordone 2	
s	5	mm	$F_{2,Ed}$	32800 N
L	60	mm	$\tau // 2$	92,77
n angolari	1			
$L_{eff,1}$	52,92893	mm	$\sqrt{3} \tau // \leq f_{tk} / \beta_w \gamma_{m2}$	
	100		427,19	453,33 VERO
$L_{eff,2}$	52,92893	mm		
	100		$\sqrt{3} \tau // \leq f_{tk} / \beta_w \gamma_{m2}$	
N_{ed}	120	kN	160,69	453,33 VERO

Tabella 4.10: Verifiche per il diagonale di controvento più sollecitato, sezione L60x5.

4.1.11.2 Traverso di carico

Si è scelto di utilizzare la soluzione saldata a cordone d'angolo per tutti i collegamenti dei traversi di carico, e si è fissata la lunghezza dei cordoni di saldatura scegliendo di ripristinare con la connessione lo sforzo di compressione massimo sopportabile dall'elemento collegato. I cordoni devono essere in grado di resistere alle azioni indotte dalla forza normale. Essendo l'asse baricentrico dei profili a doppio "C" equidistante dai bordi, sui due cordoni di saldatura agirà la medesima forza:

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot h/2}{h}$$

con h altezza del doppio C.

La forza sopra determinata induce nei cordoni tensioni tangenziali parallele all'asse della saldatura:

$$\tau_{//} = \frac{F_{Ed}}{n_a \cdot a \cdot L_{eff,1}}$$

La verifica di ciascun cordone si ritiene soddisfatta nel caso in cui risulti soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$\sqrt{3} \cdot \tau_{//,1} \leq \frac{f_{tk}}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}$$

con :

- n_a numero di profili (1 o 2);
- a altezza di gola efficace, è stata assunta come $a = 0,707 \cdot \min[t_a, t_p]$;
- t_a spessore del profilo;
- t_p spessore del piatto;
- $L_{eff,1}$ lunghezza efficace dell'i-esimo cordone;
- f_{tk} resistenza ultima minore tra il materiale costituente il piatto e quello del diagonale;
- β_w coefficiente dipendente dal materiale.

Si riporta di seguito la tabella contenente la verifica effettuata per il traverso di carico più sollecitato:

2C 80x50x3					
t _p	5	mm	N _{ed}	93	kN
t _{profilo}	3	mm	Forza sul Cordone 1		
h	80	mm	F _{1,Ed}	31000	N
h/2	40	mm	τ _{⊥1}	58,45	
a	3,54	mm	Verifica		
s	5	mm	√3 τ _{//} ≤ f _{tk} / β _w γ _{m2}		
L	80	mm			
n angolari	2				
L _{eff,1}	72,93	mm			
	75		101,25	453,33	VERO

Tabella 4.11: Verifiche per il traverso ortogonale alla trave porta-pallet più sollecitato, sezione 2C 80x50x3.

Verifica delle saldature tra la piastra e l'elemento di supporto

Per quanto attiene la verifica dei cordoni di saldatura si deve far riferimento sia alla forza di taglio che alla forza di trazione, sotto questa ipotesi i cordoni dovranno essere verificati a flessione e taglio e sforzo normale.

1. Verifica a flessione e taglio

Tensione tangenziale parallela al piano di giacitura della saldatura: $\tau_{//} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a \cdot L_w}$;

Tensioni normali perpendicolari al piano di giacitura della saldatura: $\sigma_{\perp} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{2 \cdot a \cdot L_w^2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$;

Tensioni tangenziali perpendicolari al piano di giacitura della saldatura: $\tau_{\perp} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{2 \cdot a \cdot L_w^2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$.

I cordoni risultano verificati se risulta soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$[\sigma_{\perp} + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5} \leq \frac{f_{tk}}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}} = 135,75 \leq 453,33 \text{ N/m m}^2 \rightarrow \text{Verifica}$$

Dove:

- L_w lunghezza del singolo cordone di saldatura;
- $a = \frac{s_w}{\sqrt{2}}$ altezza di gola del cordone di saldatura;
- s_w rappresenta la dimensione del lato del cordone: $0,5 \cdot t_{min} \leq s_w \leq t_{min}$;
- t_{min} rappresenta il minimo spessore tra quelli degli elementi da collegare;

- f_{tk} resistenza ultima minore tra il materiale costituente il piatto e quello degli angolari;
- β_w coefficiente dipendente dal materiale.

2. Verifica a sforzo normale

Tensioni normali perpendicolari al piano di giacitura della saldatura: $\sigma_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot a \cdot L_w^2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$;

Tensioni tangenziali perpendicolari al piano di giacitura della saldatura: $\tau_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot a \cdot L_w^2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$;

I cordoni di saldatura risultano verificati se risulta soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$(\sigma_{\perp}^2 + 3 \tau_{\perp}^2)^{0,5} \leq \frac{f_{tk}}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}} = 250,52 \leq 453,33 \text{ N/m}^2 \rightarrow \text{Verifica}$$

con:

- L_w lunghezza del cordone di saldatura;
- a altezza di gola del cordone di saldatura;
- N_{Ed} forza di trazione;
- f_{tk} resistenza ultima minore tra il materiale costituente il piatto e quello degli angolari.

4.1.11.3 Collegamento di fondazione

Il collegamento alla base della colonna è progettato con un piastra di acciaio a cui essa viene saldata. Lo schema strutturale del collegamento di base è stato schematizzato nel modello di calcolo come un incastro in entrambe le direzioni principali della colonna, pertanto la piastra di base verrà nervata nelle due direzioni. Per facilitarne la realizzazione, le saldature delle colonne sono realizzate a completa penetrazione mentre per le nervature della piastra di base le saldature sono a cordone d'angolo. La piastra così nervata è ancorata alla fondazione a trave rovescia attraverso dei tirafondi annegati nel getto della fondazione stessa. Il posizionamento della colonna in opera avviene grazie alla presenza di una dima con bulloni di registro affinché si realizzi la verticalità richiesta. Successivamente al posizionamento e serraggio dei dadi sui tirafondi della piastra di base

si esegue un getto di completamento di malta antiritiro nell'intercapedine tra piastra e fondazione.

4.1.11.3.1 Piastra di base

La dimensione della piastra di base e il numero di tirafondi necessari sono stati ottenuti facendo l'ipotesi di rottura del calcestruzzo della fondazione e snervamento dei tirafondi. Per la scelta progettuale di realizzare uno schema ad incastro del collegamento di base, si dovrà verificare la superficie di contatto tra piastra e fondazione come una sezione in calcestruzzo armato soggetta a pressoflessione deviata, dove i tirafondi costituiscono le barre d'armatura. A tal fine è stato utilizzato il software freeware "VcaSlu", tramite il quale sono stati ricavati i domini di resistenza M_{yy} - M_{zz} per ciascun livello di N_{Ed} . La progettazione della piastra di base consiste nel calcolare con quanti e quali tirafondi realizzare il collegamento, verificando che essi garantiscano sia la resistenza del giunto, che le successive verifiche sulla piastra. Le dimensioni delle piastre di base devono essere tali affinché si verifichi la resistenza per le sollecitazioni del giunto, per cui sono state adottate $B_p = 250mm$ e $H_p = 300mm$ per il profilo scatolare 120x80x10, e $B_p = 300mm$ e $H_p = 350mm$ per il profilo scatolare 150x100x10. Si disporranno 4 tirafondi di classe 10.9, aventi diametro pari a $\phi = 24$.

Sezione	$N_{Ed}[kN]$	$M_{y,Ed}[kNm]$	$M_{y,Rd}[kNm]$
TUBO 120x80x10	742,34	4,19	91,24
TUBO 150x100x10	962,24	14,43	130,4

Tabella 4.12: Sintesi della verifica a pressoflessione del giunto di base delle colonne più sollecitate.

Verifica di trazione e taglio sui tirafondi

Per la verifica di trazione si deve calcolare :

$$F_{t,Rd} \geq F_{t,Ed}$$

In realtà i tirafondi incassano due componenti di sforzo a trazione, uno dovuto a N_{Ed} ed un altro dovuto a $M_{y,Ed}$:

$$F_{t,Ed}(N_{Ed}) = \frac{N_{Ed}}{n_{bulloni}} \quad e \quad F_{t,Ed}(M_{Ed}) = \frac{1}{2} \frac{M_{Ed}}{f}$$

Inoltre si deve effettuare una verifica a taglio più trazione:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle verifiche eseguite per il profilo TUBO 120x80x10:

Taglio Tirafondi					
α_v	0,5		f	150	mm
Ares	353	mm ²	Dovuto a N	185,5	kN
F _{v,Rd}	141,2	kN	Dovuto a M	55,87	kN
nb	4		F _{t,Ed}	241,37	kN
F _{v,Ed}	20	kN	F _{t,Rd}	254,16	kN
Verifica al Taglio			Verifica a Trazione		
0,141643	≤ 1	VERO	0,950	≤ 1	VERO
Verifica a Taglio + Trazione					
0,82	≤ 1	VERO			

Tabella 4.13: Verifica a taglio dei tirafondi della piastra di base.

A questo punto si determina lo spessore delle piastre di base facendo l'ipotesi che, grazie alla presenza di nervature, la piastra di base si comporti come un elemento rigido quindi può essere schematizzata come una mensola rigida incastrata alla base della colonna. La verifica si svolgerà sulla sezione d'incastro che sarà composta dalla piastra di base e le nervature, perciò per le due connessioni si ha la seguente trattazione. Calcoliamo il momento all'incastro:

$$M_{p,Ed} = f_{cd} \cdot b_p \cdot \frac{d^2}{2} \leq M_{p,Rd} = W_{el,p} \cdot f_{yd} = 14,29 \leq 17,58 \text{ kNm} \rightarrow \text{Verifica}$$

con d pari alla distanza tra il perimetro della piastra e la piattabanda della colonna. Il momento resistente della piastra si ricava facendo riferimento alle nervature di irrigidimento. Si calcola per questo motivo il momento statico S_y e il momento di inerzia J_p rispetto al baricentro della sezione formata dalla piastra di base e dalle nervature ed il modulo elastico $W_{el,p}$ pari a quello minimo.

Si procede adesso alla verifica delle saldature:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{p,Ed} \cdot x_{G,sup}}{J_p} \leq \beta_w \cdot f_{yk} = 41,72 \leq 319,5 \text{ N/m}^2 \rightarrow \text{Verifica}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{p,Ed} \cdot S_{y,1}}{J_p \cdot a \cdot 4} \leq \beta_w \cdot f_{yk} = 140,09 \leq 319,5 \text{ N/m}^2 \rightarrow \text{Verifica}$$

Dove $S_{y,1}$ è il momento statico corrispondente alla parte di sezione sopra l'asse baricentrico, e calcolato rispetto ad esso. J_p è sempre il momento di inerzia dell'intera sezione rispetto all'asse baricentrico e $a = 7mm$ rappresenta l'altezza di gola. La dimensione effettiva delle saldature è $s = 10mm$.

4.1.11.3.2 Tirafondi e rosetta di ancoraggio

Il trasferimento dello sforzo dai tirafondi alla fondazione avviene attraverso l'aderenza tra la barra e il calcestruzzo e dal contatto diretto tra il calcestruzzo e la rosetta circolare saldata al termine del tirafondo. Per ipotesi progettuale si dà alla rosetta un diametro di $D = 100mm$ mentre lo spessore viene ricavato semplicemente schematizzando la rosetta come una mensola incastrata al tirafondo soggetta ad un carico uniforme pari a f_{cd} , pertanto nell'unità di lunghezza in profondità, otteniamo:

$$m_r = f_{cd} \cdot \frac{(D - \phi)^2}{8}$$

Lo spessore sarà quindi dato da: $t_r = \sqrt{6} \cdot \frac{m_r}{f_{yd}} = 16,7 \text{ mm} \rightarrow 20mm$.

Per determinare la lunghezza dei tirafondi si determina la resistenza tangenziale di aderenza f_{bd} sulla superficie laterale del tirafondo e si eguaglia alla forza massima $F_{t,Rd}$ del tirafondo depurata dalla pressione del calcestruzzo sulla rosetta; si ottiene:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{yb}}{\gamma_s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

La lunghezza del tirafondo risulta:

$$L = \frac{F_{t,Rd} - f_{cd} \cdot A_r}{\pi \cdot \phi \cdot f_{bd}} = 427,3 \text{ mm}.$$

Questa lunghezza è garantita prendendo una barra di lunghezza pari a circa 500mm per tener conto anche della presenza delle saldature della rosetta e per farla sporgere dalla fondazione in quantità sufficiente da poter serrare i dadi e controdadi della piastra di base.

La rosetta per essere efficace deve essere giuntata al tirafondo mediante cordoni d'angolo di 10 mm lungo tutto il perimetro interno della stessa da entrambi i lati.

4.2 Progettazione “dissipativa” (q=2)

Il magazzino è stato progettato adottando un fattore di struttura pari a $q=2$, il quale ipotizza un comportamento dissipativo con “Duttilità Bassa” (così come definito al §7.2.1 delle NTC08). La geometria, l’ubicazione, le azioni principali, etc.. dell’edificio sono rimaste invariate rispetto alla prima metodologia sviluppata al §4.1 del seguente capitolo, la quale prevede un comportamento non dissipativo della struttura. Nei seguenti paragrafi riportiamo la progettazione seguita nel rispetto delle NTC08 in merito alla gerarchia delle resistente.

4.2.1 Materiali

Questa metodologia di progettazione prevede l’utilizzo di diverse qualità di acciaio per i controventi. Le diagonali presentano un acciaio differente a seconda della loro posizione, negli ultimi piani è stato utilizzato un acciaio S235JR, ai 2/3 dell’altezza della struttura un acciaio S275JR ed infine per i primi piani è stato adottato un acciaio S355JR come nei restanti profili della struttura. In accordo con quanto riportato nelle NTC08 al §11.3.4.1 essi presentano le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza ultima a trazione: $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza ultima a trazione: $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$.

In base a quanto riportato al 7.5.1 delle NTC08 i suddetti materiali presentano i seguenti fattori di sovra resistenza come riportato nella tabella:

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

Tabella 4.2.1: Fattori di sovra-resistenza γ_{Rd} per l'acciaio, Tab. 7.5.1 delle NTC08.

4.2.2 Azione sismica

L'azione sismica di progetto è stata definita assumendo la categoria C di sottosuolo di fondazione. Per la condizione topografica è stata assunta la categoria T1 conformemente alle indicazioni delle NTC08, Tabella 3.2.IV. Gli effetti delle azioni sismiche sono stati calcolati con riferimento agli spettri di progetto ottenuti assumendo un fattore di struttura $q=2$. Per la determinazione dell'accelerazione spettrale di progetto $S_d(T_1)$ utilizziamo il programma di calcolo SPETTRI NTC che, in base alla localizzazione del sito di costruzione, alla categoria del sottosuolo (C) e alla categoria topografica (T1), ci fornisce una serie di parametri mediante i quali possiamo ricavare lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali per gli stati limite di esercizio, e lo spettro di risposta plastico in accelerazione delle componenti orizzontali per gli stati limite ultimi.

Spettro di progetto per gli stati limite di esercizio (SLE)

Si riportano di seguito tutti i parametri e le espressioni per calcolare l'accelerazione spettrale delle componenti orizzontali per lo stato limite di danno SLD:

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,060 g
F_0	2,507
T_C^*	0,269 g
S_S	1,500
C_C	1,619
S_T	1,000
q	1,000

S	1,500
η	1,000
T_B	0,145 s
T_C	0,436 s
T_D	1,838 s

Dove:

- a_g è accelerazione massima al sito;
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Espressioni dei parametri dipendenti:

- $S = S_S \cdot S_T$ coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo;
- $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,5$ fattore che altera lo spettro elastico tenendo conto della capacità dissipativa delle costruzioni;
- $T_B = T_C / 3$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- $T_C = C_C \cdot T_C^*$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante;
- $T_D = \frac{4,0 \cdot a_g}{g} + 1,6$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante;

Spettro di progetto per gli stati limite ultimi (SLU)

Si riportano di seguito tutti i parametri e le espressioni per calcolare l'accelerazione spettrale delle componenti orizzontali per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV:

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,163 g
F_0	2,449
T_C^*	0,284 g
S_S	1,460
C_C	1,591
S_T	1,000
q	2,000

S	1,460
η	0,500
T_B	0,150 s
T_C	0,451 s
T_D	2,253 s

Dove $\eta = 1/q$.

Spettro di progetto

E' riportato il grafico dello spettro di progetto in accelerazioni orizzontali per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e per lo stato limite di danneggiamento (SLD).

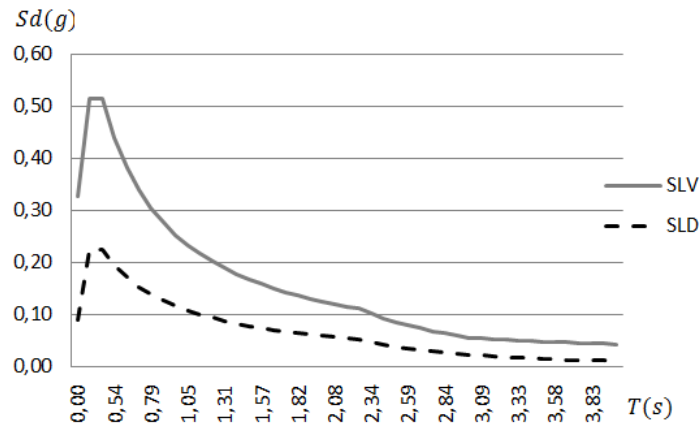


Figura 4.2.1: Grafico dello spettro di progetto per lo Stato Limite SLV e SLD relativo a $q=2$.

4.2.3 Analisi strutturale assistita: Software SAP 2000

4.2.3.1 Modellazione numerica

La struttura è stata analizzata mediante un modello tridimensionale agli elementi finiti realizzato con il software di calcolo strutturale SAP2000, in modo tale da valutare gli effetti di ogni azione agente sull'edificio, come prima esposto in campo elastico. Il magazzino è stato progettato mediante l'utilizzo di un fattore di struttura pari a 2, il quale conferisce un comportamento dissipativo in risposta alle azioni sismiche. La struttura è stata verificata facendo riferimento alle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, mentre la componente verticale non è stata considerata. La differenza principale rispetto alla progettazione in campo elastico è costituita dalle sezioni utilizzate per la realizzazione dei controventi concentrici, i quali sono costituiti in questo caso da sezioni scatolari quadrate cave per le quattro spalle bifronte centrali e di "L" singole per le due spalle mono-fronte laterali. I seguenti si differenziano per dimensioni e tipo di acciaio utilizzato per rispettare le prescrizioni della normativa vigente. La trave porta Pallet è progettata con un profilo sottile piegato a freddo ed è stata modellata nel programma SAP2000 utilizzando l'opzione Steel "Cold formed". Le strutture portanti verticali sono costituite dai montanti di carico; essi sono modellati adottando profili scatolari cavi caratterizzati da spessori variabili nell'altezza della struttura. La trave in direzione ortogonale e parallela al corrente porta Pallet è stata modellata nel programma Sap2000 utilizzato un profilo a doppio "C"

sottile formato a freddo. Alla base della struttura sono stati introdotti degli incastri. Il nodo superiore della colonna invece è stato svincolato a M2 e M3 come tutti gli altri nodi della struttura, in modo da simulare il vincolo a cerniera, che come noto non permette la trasmissione di momento flettente. I controventi sono stati svincolati a M2 e M3 nel nodo iniziale e finale, così come i correnti trasversali della trave porta pallet. Si riporta la figura della struttura modellata nel programma di calcolo SAP 2000.

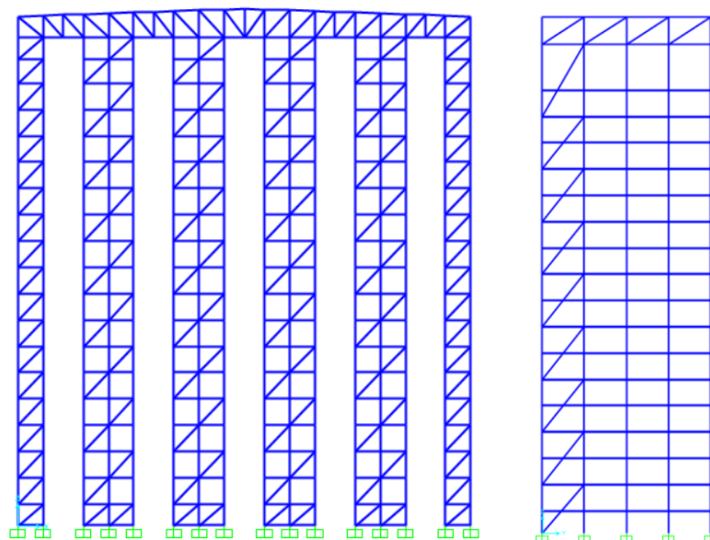


Figura 4.2.2: Sezione trasversale e Longitudinale della struttura modellata con il software di calcolo SAP 2000.

4.2.3.2 Analisi lineare

L'analisi lineare è stata utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso del sistema dissipativo che nel caso del sistema non dissipativo. Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli SLE, gli effetti sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario; per sistemi dissipativi, come avviene per gli SLU, gli effetti delle azioni sismiche si calcolano sempre riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità. Avendo qui adottato un fattore di struttura pari a 2, applicheremo le regole progettuali della “gerarchia delle resistenze” secondo quanto specificato al §7 delle NTC08. Le azioni sismiche sono calcolate mediante analisi dinamica lineare.

4.2.3.3 Analisi lineare dinamica

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2}$$

Con:

- E_j valore dell'effetto relativo al modo j;
- ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità

quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]}$$

- ξ smorzamento viscoso dei modi i e j;
- β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = T_j / T_i$).

Per poter eseguire l'analisi dinamica lineare si deve utilizzare lo spettro di progetto in accelerazioni orizzontali per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e per lo stato limite di danneggiamento (SLD) determinato al § 4.2.2 del presente capitolo.

4.2.3.3.1 Modi Propri di Vibrazione

La norma definisce come metodo normale di valutazione delle sollecitazioni, l'analisi modale associata allo spettro di risposta di progetto applicata al modello tridimensionale. L'analisi modale ci ha permesso di valutare le oscillazioni libere del modello fornendoci i periodi propri di vibrazione per ciascun modo di vibrare del sistema. Si riporta qui di seguito la sintesi dell'analisi modale dove ad ogni modo si ha periodo proprio, forma modale, massa partecipante e la sua somma in entrambe le direzioni x e y del fabbricato. Nella seguente tabella si riportano le informazioni relative ai primi 15 modi propri di vibrazione del magazzino, con evidenziati i modi principali di vibrazione.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,69	0,00	0,66	0,00	0,00	0,66	0,00
MODAL	Mode	2	1,38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,66	0,00
MODAL	Mode	3	1,12	0,72	0,00	0,00	0,72	0,66	0,00
MODAL	Mode	4	0,81	0,00	0,00	0,00	0,72	0,66	0,00
MODAL	Mode	5	0,80	0,00	0,00	0,00	0,72	0,66	0,00
MODAL	Mode	6	0,76	0,00	0,00	0,00	0,72	0,66	0,00
MODAL	Mode	7	0,73	0,00	0,00	0,00	0,72	0,66	0,00
MODAL	Mode	8	0,60	0,00	0,00	0,00	0,72	0,66	0,00
MODAL	Mode	9	0,55	0,00	0,00	0,00	0,72	0,66	0,00
MODAL	Mode	10	0,55	0,00	0,00	0,00	0,72	0,66	0,00
MODAL	Mode	11	0,55	0,00	0,00	0,00	0,72	0,66	0,00
MODAL	Mode	12	0,52	0,00	0,09	0,00	0,72	0,75	0,00
MODAL	Mode	13	0,52	0,00	0,00	0,00	0,72	0,75	0,00
MODAL	Mode	14	0,51	0,00	0,00	0,00	0,72	0,76	0,00
MODAL	Mode	15	0,50	0,00	0,05	0,00	0,72	0,80	0,00

Tabella 4.2.2: Informazioni relative ai primi 15 modi propri di vibrazione del magazzino.

4.2.3.4 Analisi delle Azioni Sismiche

Le azioni sismiche agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) sono calcolate mediante analisi lineare dinamica, secondo le indicazioni delle NTC08 al §7.3.3.1, assumendo lo spettro di progetto SLV come indicato al § 4.2.2 del presente capitolo. Le analisi con spettro di risposta sono state realizzate considerando i primi 50 modi di vibrazione del magazzino, ottenendo una massa partecipante pari a 85% in direzione X, direzione trasversale all'asse magazzino, e 90% in direzione Y, direzione parallela all'asse del magazzino. Nella tabella seguente sono riportati le reazioni globali dei casi di carico e delle combinazioni sismiche SLV. Le tabelle si riferiscono ad un telaio trasversale della costruzione nel quale è stata considerata soltanto la direzione X dell'azione sismica e alla

parte di struttura in 3D analizzata costituita da quattro campate nella direzione longitudinale nel quale sono state considerate entrambe le componenti X e Y dell'azione.

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
E SLV_1	Combination	Max	196,81	0,00	2433,37
E SLV_1	Combination	Min	-196,81	0,00	2428,40
E SLV_3	Combination	Max	59,04	0,00	2431,63
E SLV_3	Combination	Min	-59,04	0,00	2430,14
Sisma x SLV	LinRespSpec	Max	196,81	0,00	2,49

Tabella 4.2.3: Reazioni globali riferite al telaio trasversale piano.

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
E SLV 1	Combination	Max	943,53	211,35	10079,97
E SLV 1	Combination	Min	-943,53	-211,35	10060,25
E SLV 5	Combination	Max	289,86	681,83	10080,51
E SLV 5	Combination	Min	-289,86	-681,83	10059,71
Sisma x SLV	LinRespSpec	Max	941,29	7,47	7,41
Sisma y SLV	LinRespSpec	Max	7,47	679,58	8,17

Tabella 4.2.4: Reazioni globali riferite alla porzione di struttura analizzata in 3D.

Legenda:

$Sisma_y SLV$ = Azione sismica SLV in direzione Y, trasversale all'asse del magazzino;

$Sisma_x SLV$ = Azione sismica SLV in direzione X, parallela all'asse del magazzino.

4.2.4 Verifiche strutturali

Le verifiche degli elementi strutturali, come enunciato ai § 7.3.6 e § 7.3.7 delle NTC08, si effettuano in termini di contenimento del danno e mantenimento della funzionalità, ma soprattutto in termini di resistenza e duttilità. Nei prossimi paragrafi analizzeremo questi obiettivi entrando nello specifico del caso in esame.

4.2.4.1 Verifiche allo Stato Limite di Danno (SLD)

La verifica allo stato limite di danno degli elementi non strutturali per le costruzioni di classe d'uso II si prefissa l'obiettivo di controllare che l'azione sismica di progetto non

produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere l'edificio temporaneamente inagibile. L'azione sismica per questo tipo di verifiche è definita attraverso uno spettro di risposta di progetto elastico con $q=1$, inoltre si è svolta la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi e alle azioni agenti nelle direzioni x e y come visto al paragrafo sull'analisi dinamica lineare del precedente capitolo. Nel caso in esame, come enunciato al § 7.3.7.2 delle NTC08, la inagibilità dell'edificio è dovuta a spostamenti eccessivi d'interpiano, perciò la verifica si ritiene soddisfatta qualora questi spostamenti, ottenuti dall'analisi del modello dell'edificio sotto l'azione sismica allo SLD, risultano inferiori al limite. Il limite di deformabilità imposto dalle NTC08 è fornito dalla:

$$d_r \leq 0,05 \cdot h_i$$

Con riferimento al possibile danneggiamento della pannellatura laterale, il calcolo è effettuato assumendo h_i come distanza tra le mensole di supporto della pannellatura e d_r come spostamento orizzontale medio fra i livelli di attacco delle mensole. La verifica, come riportato nella tabella di seguito, risulta essere soddisfatta essendo i valori calcolati inferiori allo 0,005h.

COMBINAZIONE SLD "X"				
Orizzontamento	h	d _r	d _{r,limite}	d _r / d _{r,limite}
	mm	mm	mm	-
1 (z=+5124)	5124	3,69	25,62	0,144
2 (z=+10324)	5200	5,72	26	0,220
3 (z=+15524)	5200	6,34	26	0,244
4 (z=+20724)	5200	4,62	26	0,178
5 (z=+25100)	4376	1,94	21,88	0,089

Tabella 4.2.5: Verifica per la combinazione più sfavorevole in direzione "X".

COMBINAZIONE SLD "Y"				
Orizzontamento	h	d _r	d _{r,limite}	d _r / d _{r,limite}
	mm	mm	mm	-
1 (z=+5124)	5124	5,48	25,62	0,214
2 (z=+10324)	5200	9,69	26	0,373
3 (z=+15524)	5200	11,99	26	0,461
4 (z=+20724)	5200	11,33	26	0,436
5 (z=+25100)	4376	5,81	21,88	0,266

Tabella 4.2.6: Verifica per la combinazione più sfavorevole in direzione "Y".

4.2.4.2 Verifiche agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

Le azioni sismiche agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) sono calcolate mediante analisi lineare dinamica, secondo le indicazioni delle NTC08 al §7.3.3.1. Le membrature, pertanto, dovranno essere verificate in modo tale che la domanda sismica sia inferiore alla capacità. A questo proposito applichiamo le regole di gerarchia delle resistenze per il caso in esame, le quali permettono di garantire la duttilità richiesta agli elementi strutturali come enunciato al § 7.3.6.2 delle NTC08.

4.2.4.2.1 Verifiche delle non linearità geometriche

Nell'ambito dell'analisi lineare si è svolta la verifica per valutare la suscettibilità alle non linearità geometriche dell'edificio, attraverso il calcolo del coefficiente θ , che rappresenta il rapporto tra il momento dovuto al carico verticale totale di piano nella configurazione deformata e il momento stabilizzante dovuto al taglio di piano. Il calcolo viene eseguito come indicato al § 7.3.1 delle NTC08 con la seguente:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_i} \leq 0,1$$

Dove P_{tot} e V_{tot} sono forniti dal software per l'involuppo delle combinazioni sismiche allo SLV eseguendo una sezione di piano nel modello. Si assume per h_i il valore dell'altezza di interpiano mentre lo spostamento di interpiano di progetto d_r si valuta come differenza tra gli spostamenti laterali medi in sommità ed alla base del piano in esame, determinati dal modello per l'involuppo delle combinazioni sismiche allo SLV. Si riporta nella seguente tabella la sintesi del calcolo dei coefficienti:

COMBINAZIONE SLV					
Orizzontamento	h	d _r	P	V	θ
	mm	mm	kN	kN	
1 (z=+5124)	5124	10,12	2011	178,000	0,022
2 (z=+10324)	5200	18,07	1414	138,000	0,036
3 (z=+15524)	5200	21,02	848	115,060	0,030
4 (z=+20724)	5200	16,801	312	62,630	0,016
5 (z=+25100)	4376	6,759	43,91	2,820	0,024

Tabella 4.2.7: Valutazione del coefficiente θ per la verifica delle non linearità geometriche.

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore

pari a $1/(1 - \theta)$. Si osserva, nel nostro caso, che possono essere trascurate in quanto il coefficiente risulta in ogni piano inferiore a 0,1 come enunciato al § 7.3.1 delle NTC08.

4.2.4.2.2 Controventi concentrici

Le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne. I profili adottati per le aste dei controventi sono delle "L" singole per quanto riguarda le due spalle monofrante laterali e tubolari a sezione rettangolare per le quattro spalle bifrante. Le diagonali hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, devono essere considerate le sole diagonali tese. Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1. Per le aste costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18. La snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le seguenti condizioni $1,3 \leq \lambda \leq 2$ in telai con controventi ad X. Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i coefficiente di sovra-resistenza $\Omega_i = N_{pL,Rd,i}/N_{Ed,i}$, calcolati per tutti gli elementi di controvento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%. L'adozione di un meccanismo dissipativo di tipo completo, resa obbligatoria dalle NTC08 per strutture di tipo dissipativo, permette di adottare fattori di struttura elevati ma impone anche il rispetto, oltre che dei sopra citati limiti, dei criteri di progettazione in capacità. La struttura in questione, dei magazzini autoportanti e delle scaffalature in generale, sono caratterizzate da un elevato numero di piani di carico e da un'altezza di interpiano estremamente ridotta. In definitiva, per rispettare le prescrizioni delle NTC08, le diagonali scelte sono costituite da un profilo e un materiale differente dalla cima al fondo dell'edificio (in termini di sezione trasversale e qualità di acciaio diverso). Nonostante l'utilizzo di una grande varietà di elementi non è stato possibile, per il MAV, rispettare i limiti imposti dalle NTC08, in quanto i valori di sovrarresistenza minima ($\Omega_{max} - \Omega_{min} \leq 25\%$) vengono rispettati dal secondo piano fino ai due terzi dell'altezza del magazzino, dando luogo a due zone caratterizzate da un comportamento elastico.

Di seguito si riportano le tabelle riferite ai profili utilizzati:

	λ	λ	Ned	Npl,Rd	Ω_i	$\Omega_i - \Omega_{min} / \Omega_{min}$	
1° Piano	151,49	1,98	37,23	110,79	2,98	114,53	Zona Non Dissipativa
2° Piano	145,52	1,90	66,36	92,98	1,40	1,00	
3° Piano	145,52	1,90	64,31	92,98	1,45	4,22	
4° Piano	145,52	1,90	63,16	92,98	1,47	6,12	
5° Piano	145,52	1,90	58,30	92,98	1,59	14,96	
6° Piano	145,52	1,90	56,01	92,98	1,66	19,66	Zona Non Dissipativa
7° Piano	145,52	1,68	51,92	72,02	1,39	0,00	
8° Piano	145,52	1,68	49,54	72,02	1,45	4,80	
9° Piano	145,52	1,68	46,99	72,02	1,53	10,49	
10° Piano	145,52	1,68	45,12	72,02	1,60	15,07	
11° Piano	145,52	1,68	43,71	72,02	1,65	18,78	Zona Non Dissipativa
12° Piano	145,52	1,55	41,01	61,55	1,50	8,19	
13° Piano	145,52	1,55	39,98	61,55	1,54	10,98	
14° Piano	145,52	1,55	36,66	61,55	1,68	21,03	
15° Piano	143,11	1,52	30,36	50,13	1,65	19,04	
16° Piano	143,11	1,52	23,56	50,13	2,13	53,39	Zona Non Dissipativa
17° Piano	143,11	1,52	15,58	50,13	3,22	131,96	
18° Piano	125,65	1,34	5,51	50,13	9,10	555,89	
19° Piano	125,65	1,34	5,34	50,13	9,39	576,77	

Tabella 4.2.8: Profili Tubolari a sezione rettangolare cavi utilizzati per le quattro spalle bifronte nella sezione Trasversale.

	λ	λ	Ned	Npl,Rd	Ω_i	$\Omega_i - \Omega_{min} / \Omega_{min}$	
1° Piano	66,05	0,86	27,07	128,10	4,73	37,08	Zona Non Dissipativa
2° Piano	68,56	0,90	30,65	128,10	4,18	21,07	
3° Piano	68,56	0,90	29,70	128,10	4,31	24,94	
4° Piano	68,56	0,79	27,74	99,24	3,58	3,62	
5° Piano	68,56	0,79	25,90	99,24	3,83	10,98	
6° Piano	68,56	0,79	23,95	99,24	4,14	20,02	Zona Non Dissipativa
7° Piano	68,05	0,78	22,17	80,64	3,64	5,36	
8° Piano	68,05	0,78	20,53	80,64	3,93	13,78	
9° Piano	68,05	0,78	19,27	80,64	4,18	21,22	
10° Piano	77,95	0,90	18,09	69,85	3,86	11,85	
11° Piano	77,95	0,83	17,29	59,69	3,45	0,00	Zona Non Dissipativa
12° Piano	77,95	0,83	16,48	59,69	3,62	4,92	
13° Piano	77,95	0,83	15,54	59,69	3,84	11,26	
14° Piano	92,03	0,98	14,45	50,74	3,51	1,71	
15° Piano	92,03	0,98	12,44	50,74	4,08	18,14	
16° Piano	92,03	0,98	10,25	50,74	4,95	43,38	Zona Non Dissipativa
17° Piano	92,03	0,98	7,59	50,74	6,68	93,63	
18° Piano	80,81	0,86	5,38	50,74	9,43	173,18	
19° Piano	80,81	0,86	5,28	50,74	9,61	178,35	

Tabella 4.2.9: Profili ad "L" singole utilizzati per le due spalle mono-fronte laterali nella sezione Trasversale.

	λ	λ	Ned	Npl,Rd	Ω_i	$\Omega_i - \Omega_{min} / \Omega_{min}$	
1° Piano	130,82	1,71	187,00	231,26	1,24	7,76	Zona Non Dissipativa
2° Piano	137,38	1,80	201,52	231,26	1,15	0,00	
3° Piano	137,38	1,80	185,15	231,26	1,25	8,84	
4° Piano	137,38	1,58	151,51	179,14	1,18	3,03	
5° Piano	137,38	1,58	125,24	179,14	1,43	24,65	
6° Piano	137,38	1,58	125,12	179,14	1,43	24,77	Zona Non Dissipativa
7° Piano	136,27	1,57	107,63	150,60	1,40	21,93	
8° Piano	164,83	1,76	84,61	106,31	1,26	9,49	
9° Piano	203,76	2,17	25,21	106,31	4,22	267,47	

Tabella 4.2.10: Profili ad "L" singole utilizzati per i controventi nella sezione Longitudinale.

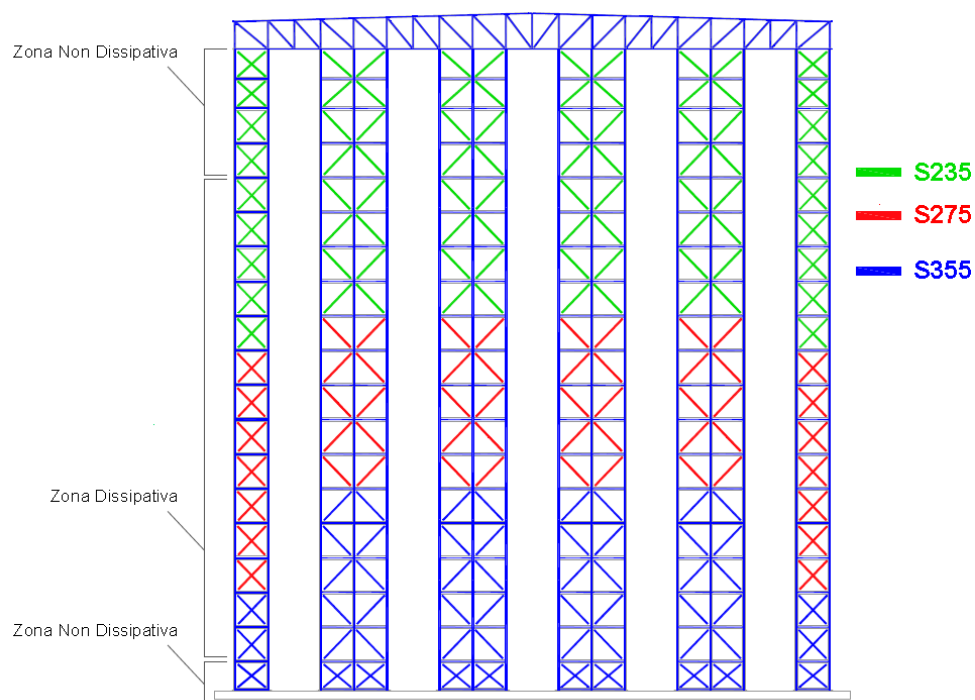


Figura 4.2.3: Sezione Trasversale della struttura con evidenziate le qualità di acciaio utilizzate per i rispetto delle prescrizioni delle NTC08.

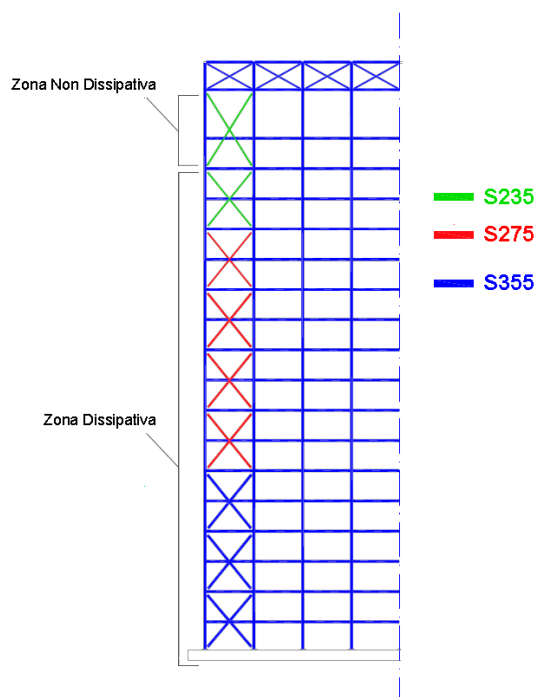


Figura 4.2.4: Porzione della sezione Longitudinale della struttura con evidenziate le qualità di acciaio utilizzate per i rispetto delle prescrizioni delle NTC08.

Verifica delle parti tese delle zone dissipative

I profili adottati per le aste dei controventi nelle due spalle laterali mono-fronte sono delle “L” collegate insieme con un bullone M8 di classe 10.9. Secondo le NTC08 al §7.5.3.2 per le membrane tese con collegamenti bullonati, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Pertanto si deve verificare che:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1,1 \cdot \frac{\gamma_{m2}}{\gamma_{m0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}}$$

essendo A l'area lorda e A_{res} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori e i fattori parziali γ_{m0} e γ_{m2} sono definiti nella Tab. 4.2.V del § 4.2.3.1.1 delle NTC08. Si riporta la verifica per il profilo L40x4 S275 JR:

$$0,92 \geq 0,84 \rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$

4.2.4.2.3 Travi

Le travi, considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione: $N_{Ed}/N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \leq 1$; in cui $N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.3.1.6 § 4.3.3.1.3 delle NTC08, tenendo conto dell'interazione con il momento flettente M_{Ed} . I valori di N_{Ed} e M_{Ed} sono stati valutati secondo la seguente espressione:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

Con:

- $\gamma_{Rd} = 1,1$ è il fattore di sovraresistenza;
- $\Omega = 1,39$ è il minimo valore tra gli $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ di tutte le diagonali in cui si attende la formazione di cerniere plastiche.

I termini con pedice "G" sono i valori dovuti all'azione non sismica, mentre, i termini con pedice "E" sono rappresentativi della sola azione sismica. La trave è costituita da un profilo a doppio “C” formato a freddo caratterizzato dalle seguenti dimensioni: 80x50x3.

Le verifiche sono state eseguite mediante l'utilizzo del SAP2000, sono state definite ulteriori combinazioni tali da amplificare l'azione sismica del valore di Ω e del fattore di sovrarresistenza. Si riporta la verifica per la trave maggiormente sollecitata.

Frame : 334	X Mid: 12303,988	Combo: 6 comb.	verifiqueDesign Type: Beam
Length: 1200,000	Y Mid: 1968,107	Shape: 2C 80x55x3	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 1050,000	Z Mid: 3563,149	Class: Class 4	Rolled : No

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ Load? Yes	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25
q=2,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,000
		D/C Lim=1,000

Aeff=926,293	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=1043,994	Iyy=1092403,102	iyy=32,348	Wel,yy=27310,078	Weff,yy=23638,741
It=3029,922	Izz=586188,739	izz=23,696	Wel,zz=11165,500	Weff,zz=9056,549
Iw=543974145,0	Iyz=0,000	h=80,000	Wpl,yy=31313,769	Av,y=599,994
E=210,000	fyz=0,355	fu=0,510	Wpl,zz=18276,207	Av,z=532,800

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1050,000	-66,964	913,269	-199,540	6,018	1,295	-0,032

FPM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,424 = 0,249 + 0,131 + 0,044 < 1,000 OK

$$= NEd / (\chi_{i,z} N R_k / \gamma M_1) + k_{zy} (M_y, Ed + NEd e_Ny) / (\chi_{i,LT} M_y, R_k / \gamma M_1) + k_{zz} (M_z, Ed + NEd e_Nz) / (M_z, R_k / \gamma M_1) \quad (EC3 \text{ 6.3.3(4)-6.62})$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-66,964	328,834	370,618

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	370,618	383,355	788,227	788,227	1,000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c 0,490	1572,315	0,457	0,668	0,867	284,953
MajorB(y-y)	c 0,490	1572,315	0,457	0,668	0,867	284,953
Minor (z-z)	c 0,490	1101,991	0,546	0,734	0,817	268,579
MinorB(z-z)	c 0,490	1101,991	0,546	0,734	0,817	268,579
Torsional TF	c 0,490	788,227	0,646	0,818	0,758	249,210

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	913,269	913,273	8391,753	8391,753	8391,753	6869,865
Minor (z-z)	-199,540	-199,540	3215,075	3215,075	3215,075	

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
	d	0,760	0,444	0,692	0,819	1,314	49098,118

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0,951	0,705	0,985	0,705

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	6,082	0,000	109,202	0,056	OK
Minor (y)	1,330	0,000	122,974	0,011	OK

	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	109,202	1,200	0,351

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	0,919	6,140

Figura 4.2.5: Verifica per la trave maggiormente sollecitata avente sezione 2C 80x50x3.

4.2.4.2.4 Colonne

Le verifiche sui pilastri dovranno essere svolte nei riguardi della resistenza e instabilità, seguendo il medesimo ragionamento fatto per le travi. I montanti delle spalle, di sezione scatolare rettangolare, sono soggetti prevalentemente a sforzi assiali. Per lo sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura si deve rispettare la seguente condizione: $N_{Ed}/N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \leq 1$; in cui $N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.3.1.6 § 4.3.3.1.3 delle NTC08, tenendo conto dell'interazione con il momento flettente M_{Ed} . I valori di N_{Ed} e M_{Ed} sono stati valutati secondo la seguente espressione:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

Questo requisito non è richiesto per le sezioni delle colonne alla base ed alla sommità dei telai multipiano. Le colonne sono costituite tubolari cavi a sezione rettangolare caratterizzate dalle seguenti dimensioni: TUBO 150x100x10 per il montante mediano delle spalle bifronti centrali, in corrispondenza della controventatura verticale disposta nel piano longitudinale in campate alterne ogni quattro e TUBO 120x100x10 nelle restanti colonne. Ogni colonna è caratterizzata da spessori variabili lungo l'altezza. Le verifiche sono state eseguite mediante l'utilizzo del software di calcolo SAP2000 sono state definite ulteriori combinazioni tali da amplificare l'azione sismica del valore di Ω e del fattore di sovrarresistenza. Si riporta la verifica per la colonna maggiormente sollecitata.

Units : KN, mm, C

Frame : 5623	X Mid: 3,988	Combo: 8 comb. verifichedesign Type: Column
Length: 2500,000	Y Mid: 1968,107	Shape: Tubo 120x80x10 Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000	Z Mid: 3563,149	Class: Class 1 Rolled : No

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ Load? Yes	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25
q=2,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,000 D/C Lim=1,000

Aeff=3600,000	eNy=0,000	eNz=0,000
A=3600,000	Iyy=6520000,000	iy=42,557 Wel,yy=108666,667 Weff,yy=108666,667
It=6587777,778	Izz=3320000,000	iz=30,368 Wel,zz=83000,000 Weff,zz=83000,000
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=120,000 Wpl,yy=138000,000 Av,y=1600,000
E=210,000	fy=0,355	fu=0,510 Wpl,zz=102000,000 Av,z=2400,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-617,750	1484,934	-288,004	-1,464	0,153	-270,519

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio: 0,758 = 0,709 + 0,042 + 0,007 < 1,000 OK

= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-617,750	1278,000	1278,000			

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	1278,000	1321,920	194666,979	2162,154	1,000	

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,490	2162,154	0,769	0,935	0,682	871,263
MajorB(y-y)	c	0,490	2162,154	0,769	0,935	0,682	871,263
Minor (z-z)	c	0,490	4403,896	0,539	0,728	0,821	1049,365
MinorB(z-z)	c	0,490	4403,896	0,539	0,728	0,821	1049,365
Torsional TF	c	0,490	2162,154	0,769	0,935	0,682	871,263

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	1484,934	1484,934	48990,000	48990,000	33746,089	48990,000
Minor (z-z)	-288,004	-345,784	36210,000	36210,000	22448,485	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,179	0,508	1,000	1,000	1531029,650

	kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors	1,396	0,720	0,837	1,199		

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	1,464	272,886	491,902	0,003	OK
Minor (y)	0,153	272,886	327,935	0,000	OK

	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW		
Reduction	491,902	1,200	0,142		

Figura 4.2.6: Verifica per la colonna maggiormente sollecitata con sezione scatolare cava TUBO120x80x10.

Units : KN, mm, C

Frame : 5630 X Mid: 4303,988 Combo: 8 comb. verificheDesign Type: Column
Length: 2500,000 Y Mid: 1968,107 Shape: TUBO 150x100x10 Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000 Z Mid: 3563,149 Class: Class 1 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? Yes

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25
q=2,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,000 D/C Lim=1,000

Aeff=4600,000 eNy=0,000 eNz=0,000
A=4600,000 Iyy=13478333,33 iyy=54,130 Wel,yy=179711,111 Weff,yy=179711,111
It=13805217,39 Izz=6953333,333 izz=38,879 Wel,zz=139066,667 Weff,zz=139066,667
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=150,000 Wpl,yy=224500,000 Av,y=2000,000
E=210,000 fy=0,355 fu=0,510 Wpl,zz=167000,000 Av,z=3120,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-816,006	3838,989	3587,608	4,141	6,993	-69,675

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio: $0,744 = 0,638 + 0,040 + 0,065 < 1,000$ OK

$$= \frac{N_{Ed}}{(Chi_y N_{Rk}/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{yy} (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny})}{(Chi_LT M_{y,Rk}/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{yz} (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz})}{(M_{z,Rk}/\Gamma_{M1})}$$
 (EC3 6.3.3(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-816,006	1633,000	1633,000

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	1633,000	1689,120	251040,178	4469,667	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,490	4469,667	0,604	0,782	0,783	1278,227
MajorB (y-y)	c	0,490	4469,667	0,604	0,782	0,783	1278,227
Minor (z-z)	c	0,490	9223,422	0,421	0,643	0,886	1447,294
MinorB (z-z)	c	0,490	9223,422	0,421	0,643	0,886	1447,294
Torsional TF	c	0,490	4469,667	0,604	0,782	0,783	1278,227

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	3838,989	3838,989	79697,500	79697,500	53163,839	79697,500
Minor (z-z)	3587,608	5751,358	59285,000	59285,000	35904,754	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,145	0,490	1,000	1,184	3796642,778

	kyy	kzy	kzz
Factors	0,840	0,675	1,124

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	4,310	71,338	639,473	0,007	OK
Minor (y)	6,993	71,338	409,919	0,017	OK

	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	639,473	1,200	0,185

Figura 4.2.7: Verifica per la colonna maggiormente sollecitata con sezione scatolare cava TUBO150x100x10.

Verifica a trazione della colonna

Secondo EN 1993-1-8:2005 al capitolo §7 con riferimento alla tabella §7.12, si deve eseguire una verifica a trazione della colonna.

$$N_{1,Rd} = k_m f_{y0} t_0^2 \left(\frac{2h_1}{b_0} + 4\sqrt{1 - \frac{t_1}{b_0}} \right) / \gamma_{M5}$$

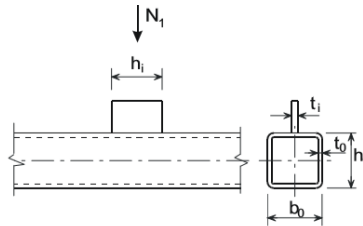


Figura 4.2.8: Dettaglio costruttivo al §7.12 dell'Eurocodice 8, per la verifica di trazione della colonna.

Poiché le verifiche non risultano essere soddisfatte si sagoma il profilo del montante e si inserisce un irrigidimento avente una lunghezza pari all'altezza h_0 del profilo.

4.2.5 Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti riportati in questo paragrafo sono quelli relativi alle parti di struttura più sollecitate. In particolare si farà riferimento al collegamento dei diagonali dei controventi e sarà esposto il calcolo eseguito per il giunto di base per una delle due sezioni costituenti i montanti di carico.

4.2.5.1 Connessioni dei diagonali

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo deve essere soddisfatto il seguente requisito in accordo con il § 7.5.3.3 delle NTC08:

$$R_{jd} = \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot N_{pl,Rd}$$

Dove:

- R_{jd} = è la resistenza di progetto del collegamento;

- $N_{pl,Rd}$ = è la resistenza plastica di progetto del diagonale collegato, valutata secondo il §4.2 delle NTC08.

Si riporta il calcolo eseguito per due sezioni delle diagonali.

TUBO 30x30x2 S235					
A	275		A	275	
f _y	235		f _y	235	
L	1640	mm	L	1640	mm
β	1		β	1	
L ₀	1640	mm	L ₀	1640	mm
I _y	34948	mm ⁴	I _z	34948	mm ⁴
I _y	11,27		I _z	11,27	
λ	145,5191		λ	145,51908	
E _s	210000	N/mm ²	E _s	210000	N/mm ²
N _{cr}	26904	N	N _{cr}	26904	N
λ _y	1,55		λ _y	1,55	
Φ	1,93		Φ	1,93	
χ _y	0,32		χ _y	0,32	
N _{b,Rd}	19973,12	N	N _{b,Rd}	19973,119	N
N _{pl,Rd}	61547,62	N	N _{pl,Rd}	61547,62	N

Tabella 4.2.10: Proprietà della sezione Tubo 30x30x2,5 S235 utilizzata per le diagonale dei controventi.

Il profilo è stato collegato mediante una saldatura a cordone d'angolo con un piatto avente uno spessore di 6 mm, anch'esso giuntato alla colonna mediante una saldatura dello stesso tipo, è stata fissata la lunghezza dei cordoni di saldatura scegliendo di ripristinare con la connessione la resistenza plastica di progetto dell'elemento collegato amplificata del coefficiente di sovrarresistenza e del fattore 1,1 dipendente dalla classe di duttilità adottata.. Essendo l'asse baricentrico dei profili scatolari a sezione quadrata equidistante dai bordi, sui due cordoni di saldatura agirà la medesima forza:

$$F_{Ed} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot N_{pl,Rd} \cdot h/2}{h}$$

con h altezza del tubolare a sezione quadrata.

La forza sopra determinata induce nei cordoni tensioni tangenziali parallele all'asse della saldatura:

$$\tau_{//} = \frac{F_{Ed}}{n_a \cdot a \cdot L_{eff,1}}$$

La verifica di ciascun cordone si ritiene soddisfatta nel caso in cui risulti soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$\sqrt{3} \cdot \tau_{//,1} \leq \frac{f_{tk}}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}$$

con :

- $\gamma_{Rd} = 1,2$ poiché il profilo è stato realizzato mediante un acciaio S235JR;
- n_a numero di profili (1 o 2);
- a altezza di gola efficace, è stata assunta come $a = 0,707 \cdot \min[t_a, t_p]$;
- t_a spessore del profilo;
- t_p spessore del piatto;
- $L_{eff,1}$ lunghezza efficace dell'i-esimo cordone;
- f_{tk} resistenza ultima minore tra il materiale costituente il piatto e quello del diagonale;
- β_w coefficiente dipendente dal materiale.

Si riporta di seguito la tabella contenente la verifica:

t_p	6	mm	Cordone 1		
t_a	2,5	mm	$F_{1,Ed}$	40623	N
e_1	15	mm	$\tau_{//1}$	119,7047	
e_2	15	mm	$\sqrt{3} \tau_{//} \leq f_{tk} / \beta_w \gamma_{m2}$		
a	4,242	mm	207,33	320,00	VERO
s	6	mm			
L	30	mm			
n angolari	1		Cordone 2		
$L_{eff,1}$	80	mm	$F_{2,Ed}$	40623	N
$L_{eff,2}$	80	mm	$\tau_{//2}$	119,70	
$N_{pl,Rd}$	61,55	kN	$\sqrt{3} \tau_{//} \leq f_{tk} / \beta_w \gamma_{m2}$		
γ_{Rd}	1,2		207,33	320,00	VERO
$1,1 \gamma_{Rd} N_{pl,Rd}$	81,25	kN			

Tabella 4.2.11: Verifica del collegamento nel rispetto della “gerarchia delle resistenze”.

Verifica delle saldature tra la piastra e l'elemento di supporto

Per quanto attiene la verifica dei cordoni di saldatura nell'elemento di supporto del diagonale si deve far riferimento sia alla forza di taglio che alla forza di trazione derivanti dall'asta di controvento, sotto questa ipotesi i cordoni dovranno essere verificati a flessione e taglio e sforzo normale.

Verifica a flessione e taglio

Tensione tangenziale parallela al piano di giacitura della saldatura:

$$\tau_{//} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a \cdot L_w} = 84,61 \text{ N/mm}^2;$$

Tensioni normali perpendicolari al piano di giacitura della saldatura:

$$\sigma_{\perp} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{2 \cdot a \cdot L_w^2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 179,63 \text{ N/mm}^2 ;$$

Tensioni tangenziali perpendicolari al piano di giacitura della saldatura:

$$\tau_{\perp} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{2 \cdot a \cdot L_w^2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 179,63 \text{ N/mm}^2 .$$

I cordoni risultano verificati se risulta soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$[\sigma_{\perp} + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5} \leq \frac{f_{tk}}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}} = 312,9 \leq 360 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Verifica}$$

Dove:

- L_w lunghezza del singolo cordone di saldatura;
- $a = \frac{s_w}{\sqrt{2}}$ altezza di gola del cordone di saldatura;
- s_w rappresenta la dimensione del lato del cordone: $0,5 \cdot t_{min} \leq s_w \leq t_{min}$;
- t_{min} rappresenta il minimo spessore tra quelli degli elementi da collegare;
- f_{tk} resistenza ultima minore tra il materiale costituente il piatto e quello degli angolari;
- V_{Ed} e M_{Ed} sforzi derivanti dalla resistenza plastica del diagonale amplificati del γ_{Rd} e di 1,1 dipendente dalla classe di duttilità scelta;
- β_w coefficiente dipendente dal materiale.

Verifica a sforzo normale

Tensioni normali perpendicolari al piano di giacitura della saldatura:

$$\sigma_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot a \cdot L_w^2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} ;$$

Tensioni tangenziali perpendicolari al piano di giacitura della saldatura:

$$\tau_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot a \cdot L_w} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2};$$

I cordoni di saldatura risultano verificati se risulta soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$(\sigma_{\perp}^2 + 3 \tau_{\perp}^2)^{0,5} \leq \frac{f_{tk}}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}} = 106,45 \leq 360 \text{ N/m}^2 \rightarrow \text{Verifica}$$

con:

- L_w lunghezza del cordone di saldatura;
- a altezza di gola del cordone di saldatura;
- $N_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot N_{pl,Rd} \cdot \cos(45^\circ)$ resistenza plastica del diagonale amplificata;
- f_{tk} resistenza ultima minore tra il materiale costituente il piatto e quello degli angolari.

4.2.5.2 Collegamenti di base

Il collegamento alla base della colonna è progettato con una piastra di acciaio a cui essa viene saldata. Lo schema strutturale del collegamento di base è stato schematizzato nel modello di calcolo come un incastro in entrambe le direzioni principali della colonna, pertanto la piastra di base verrà nervata nelle due direzioni. Per facilitarne la realizzazione, le saldature delle colonne sono realizzate a completa penetrazione mentre per le nervature della piastra di base le saldature sono a cordone d'angolo. La piastra così nervata è ancorata alla fondazione a trave rovescia attraverso dei tirafondi annegati nel getto della fondazione stessa. Il posizionamento della colonna in opera avviene grazie alla presenza di una dima con bulloni di registro affinché si realizzi la verticalità richiesta. Successivamente al posizionamento e serraggio dei dadi sui tirafondi della piastra di base si esegue un getto di completamento di malta antiritiro nell'intercapedine tra piastra e fondazione. Il giunto di base delle colonne dei telai resistenti dell'edificio deve essere progettato in modo da essere sovraresistente rispetto alla colonna ad esso collegata, questo viene realizzato, come riportato al § 7.5.4.6 delle NTC08 rispettando la seguente:

$$M_{C,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{c,pl,Rd}(N_{Ed})$$

Dove $M_{c,pl,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto della colonna, calcolato per lo sforzo normale di progetto N_{Ed} che fornisce la condizione più gravosa per il collegamento di base. Il coefficiente γ_{Rd} è fornito al §7.5.1 delle NTC08 ed è pari a 1,1. Inoltre bisognerà verificare il collegamento di base a taglio per un valore sollecitante pari a :

$$V_{C,Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{2 \cdot M_{c,pl,Rd}(N_{Ed})}{H}$$

Pertanto, per i collegamenti di base studiati si hanno le seguenti sollecitazioni di progetto:

Pilastro	Comb.	N _{Ed} [kN]	M _{c,Rd} (N _{Ed}) [kNm]	1,1 γ _{Rd} M _{c,Rd} (N _{Ed}) [kNm]	M _{c,Rd} [kNm]	V _{c,Ed} [kN]
Tubo 150x100x10	SLV	816	34	41,14	111,5	69,62
Tubo 120x80x10	SLV	617	20,34	24,6114	88,6	41,65

Tabella 4.2.12: Sollecitazione di progetto sul giunto di base delle colonne.

4.2.5.2.1 Piastra di base

La dimensione della piastra di base e il numero di tirafondi necessari sono stati ottenuti facendo l'ipotesi di rottura del cls della fondazione e snervamento dei tirafondi. Per la scelta progettuale di realizzare uno schema ad incastro del collegamento di base, si dovrà verificare la superficie di contatto tra piastra e fondazione come una sezione in calcestruzzo armato soggetta a pressoflessione deviata, dove i tirafondi costituiscono le barre d'armatura. A tal fine è stato utilizzato il software freeware "VcaSlu", tramite il quale sono stati ricavati i domini di resistenza M_{yy} - M_{zz} per i massimi valori dello sforzo di compressione N_{Ed} . Le dimensioni delle piastre di base devono essere tali affinché si verifichi la resistenza per le sollecitazioni del giunto, per cui sono state adottate $B_p = 250mm$ e $H_p = 300mm$ per il profilo scatolare 120x80x10, e $B_p = 280mm$ e $H_p = 330mm$ per il profilo scatolare 150x100x10. Si disporranno 4 tirafondi di classe 10.9, aventi diametro pari a $\phi = 22$.

Sezione	N_{Ed} [kN/m]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Rd}$ [kNm]
TUBO 120x80x10	617,31	24,6	88,6
TUBO 150x100x10	816,4	41,14	111,5

Tabella 4.2.13: Sintesi della verifica a pressoflessione del giunto di base delle colonne più sollecitate.

Verifica di trazione e taglio sui tirafondi

Per la verifica di trazione si deve calcolare :

$$F_{t,Rd} \geq F_{t,Ed}$$

In realtà i tirafondi incassano due componenti di sforzo a trazione, uno dovuto a N_{Ed} ed un altro dovuto a $M_{y,Ed}$:

$$F_{t,Ed}(N_{Ed}) = \frac{N_{Ed}}{n_{bulloni}} \quad e \quad F_{t,Ed}(M_{Ed}) = \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{Ed}}{f}$$

Inoltre si deve effettuare una verifica a taglio più trazione:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle verifiche eseguite per il profilo TUBO 120x80x10:

Taglio Tirafondi					
α_v	0,5		f	150	mm
Ares	303	mm ²	Dovuto a N	154,25	kN
$F_{v,Rd}$	121,2	kN	Dovuto a M	22,40	kN
nb	4		$F_{t,Ed}$	176,65	kN
$F_{v,Ed}$	10,25	kN	$F_{t,Rd}$	218,16	kN
Verifica al Taglio			Verifica a Trazione		
0,084571	≤ 1	VERO	0,810	≤ 1	VERO
Verifica a Taglio + Trazione					
0,66	≤ 1	VERO			

Tabella 4.2.14: Verifica a taglio dei tirafondi per il collegamento di base.

A questo punto si determina lo spessore delle piastre di base facendo l'ipotesi che, grazie alla presenza di nervature, la piastra di base si comporti come un elemento rigido quindi può essere schematizzata come una mensola rigida incastrata alla base della colonna. La verifica si svolgerà sulla sezione d'incastro che sarà composta dalla piastra di base e le nervature, perciò per le due connessioni si ha la seguente trattazione. Calcoliamo il momento all'incastro:

$$M_{p,Ed} = f_{cd} \cdot b_p \cdot \frac{d^2}{2} \leq M_{p,Rd} = W_{el,p} \cdot f_{yd} = 14,29 \leq 17,58 \text{ kNm} \rightarrow \text{Verifica}$$

con d pari alla distanza tra il perimetro della piastra e la piattabanda della colonna. Il momento resistente della piastra si ricava facendo riferimento alle nervature di irrigidimento. Si calcola per questo motivo il momento statico S_y e il momento di inerzia

J_p rispetto al baricentro della sezione formata dalla piastra di base e dalle nervature ed il modulo elastico $W_{el,p}$ pari a quello minimo.

Si procede adesso alla verifica delle saldature:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{p,Ed} \cdot x_{G,sup}}{J_p} \leq \beta_w \cdot f_{yk} = 53,8 \leq 319,5 \text{ N/m}^2 \rightarrow \text{Verifica}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{p,Ed} \cdot S_{y,1}}{J_p \cdot a \cdot 4} \leq \beta_w \cdot f_{yk} = 131,81 \leq 319,5 \text{ N/m}^2 \rightarrow \text{Verifica}$$

Dove $S_{y,1}$ è il momento statico corrispondente alla parte di sezione sopra l'asse baricentrico, e calcolato rispetto ad esso. J_p è sempre il momento di inerzia dell'intera sezione rispetto all'asse baricentrico e $a = 7mm$ rappresenta l'altezza di gola. La dimensione effettiva delle saldature è $s = 10mm$.

4.2.5.2.2 Tirafondi e rosetta di ancoraggio

Il trasferimento dello sforzo dai tirafondi alla fondazione avviene attraverso l'aderenza tra la barra e il calcestruzzo e dal contatto diretto tra il calcestruzzo e la rosetta circolare saldata al termine del tirafondo. Per ipotesi progettuale si dà alla rosetta un diametro di $D = 110mm$ mentre lo spessore viene ricavato semplicemente schematizzando la rosetta come una mensola incastrata al tirafondo soggetta ad un carico uniforme pari a f_{cd} , pertanto nell'unità di lunghezza in profondità, otteniamo:

$$m_r = f_{cd} \cdot \frac{(D - \phi)^2}{8}$$

Lo spessore sarà quindi dato da: $t_r = \sqrt{6} \cdot \frac{m_r}{f_{yd}} = 16,7 \text{ mm} \rightarrow 20mm$.

Per determinare la lunghezza dei tirafondi si determina la resistenza tangenziale di aderenza f_{bd} sulla superficie laterale del tirafondo e si eguaglia alla forza massima $F_{t,Rd}$ del tirafondo depurata dalla pressione del calcestruzzo sulla rosetta; si ottiene:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{yb}}{\gamma_s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

La lunghezza del tirafondo risulta:

$$L = \frac{F_{t,Rd} - f_{cd} \cdot A_r}{\pi \cdot \phi \cdot f_{bd}} = 470,21 \text{ mm}.$$

Questa lunghezza è garantita prendendo una barra di lunghezza pari a circa 550mm per tener conto anche della presenza delle saldature della rosetta e per farla sporgere dalla fondazione in quantità sufficiente da poter serrare i dadi e controdadi della piastra di base. La rosetta per essere efficace deve essere giuntata al tirafondo mediante cordoni d'angolo di 10 mm lungo tutto il perimetro interno della stessa da entrambi i lati.

4.3 Confronto sugli approcci progettuali eseguiti

Il primo approccio progettuale, il quale conferisce al magazzino un comportamento elastico ($q=1$), è stato condotto adottando uno spettro di progetto così come definito dalla Norma senza l'utilizzo di fattori correttivi riportati in alcune normative specifiche di settore. In questa prima metodologia non sono stati riscontrati particolari problemi in quanto le regole progettuali risultano meno stringenti e le verifiche strutturali sono state eseguite in riferimento al capitolo §4 delle NTC08 e al capitolo §7 in riferimento a strutture "non dissipative". Il secondo approccio, il quale conferisce alla struttura un comportamento "dissipativo", è stato condotto avendo adottato un fattore di struttura $q=2$. Questa seconda metodologia ha reso evidente l'impossibilità di seguire completamente i criteri progettuali dettati dalle NTC08. La norma, infatti, permette di adottare fattori di struttura elevati, i quali conferiscono all'edificio un meccanismo dissipativo globale, ma, al tempo stesso, impone il rispetto di regole specifiche. La filosofia di progetto alla base della tipologia strutturale a controventi concentrici a X utilizzata per il magazzino autoportante verticale prevede, per ciascuna diagonale, che la snellezza normalizzata debba essere in questo caso contenuta in un determinato intervallo ($1.3 \leq \lambda_n \leq 2$), e i valori di "sovrarresistenza" Ω_i , per poter realizzare un meccanismo plastico globale della struttura, non devono differire dal minimo di più del 25%. Essendo le strutture dei MAV, e delle scaffalature in generale, caratterizzate da un elevato numero di piani di carico e da un'altezza di interpiano estremamente ridotta, non è stato possibile per questa particolare tipologia di struttura, rispettare i valori limite di variazione della sovrarresistenza ($\Omega_{max} - \Omega_{min} \leq 25\%$) per i 17 livelli nonostante si siano utilizzati una grande varietà di elementi in termini di sezione trasversale e di qualità di acciaio. I determinati valori vengono rispettati dal secondo piano fino ai due terzi dell'altezza del magazzino, dando luogo a due zone caratterizzate da un comportamento essenzialmente elastico, rendendo così incerto il valore di struttura applicato. I due casi studio trattati hanno portato ad un confronto in termini di costi e di semplicità progettuale; malgrado le prescrizioni della normativa tecnica

vigente non siano stati rispettati interamente, la progettazione eseguita utilizzando un fattore di struttura maggiore di 1 ha portato ad un peso, relativo ad un telaio piano, di $P = 10,47 \text{ ton}$ che confrontato con il peso ottenuto per la progettazione “dissipativa”, del valore di $P = 9,28 \text{ ton}$, comporta un risparmio di acciaio dell’11% , valore che, in relazione al prezzo totale di questa particolare tipologia di edificio risulta essere vantaggioso dal punto di vista economico, allo stesso modo però, data la grande varietà di profili utilizzati, si ha una maggiore complessità nella realizzazione dei dettagli costruttivi rispetto alla progettazione condotta adottando un fattore di struttura unitario. Si riportano di seguito i dettagli costruttivi relativi alle due metodologie eseguite nel presente lavoro di Tesi:

Capitolo 5

Analisi statica non lineare

La capacità di una struttura di resistere all'evento sismico dipende fortemente dalle sue capacità di deformazione e dalla sua duttilità. Le analisi elastiche-lineari utilizzate nella progettazione fino ad ora (analisi lineare elastica e dinamica) non sono in grado di prevedere la capacità di deformazione inelastica del magazzino. Per questo è stata implementata un'analisi statica non-lineare (pushover), essa sottopone la struttura ai carichi gravitazionali e ad un sistema di forze laterali, simulanti le forze d'inerzia, che, mantenendo i rapporti relativi tra di esse, sono incrementate monotonamente fino al raggiungimento di uno spostamento di un punto di controllo della struttura (posto nel nostro caso nella sommità dell'edificio) che rappresenta la richiesta sotto il terremoto elastico di normativa. La resistenza della struttura viene rivalutata all'aumentare dei carichi applicati fino al raggiungimento del collasso della struttura. Lo scopo finale di questa analisi consiste nella realizzazione di una "curva di capacità" della struttura, è la curva taglio alla base-spostamento del punto di controllo, è un grafico che rappresenta la capacità di una struttura sia in termini di resistenza che di deformabilità. Tale metodologia di calcolo statico non-lineare ha permesso di valutare sia il comportamento elastico che quello post-snervamento della struttura, dove e con quale progressione si sono formate le cerniere plastiche, dove si trovano le debolezze strutturali, come e quale tipo di crisi si raggiunge, e quale sia il livello di duttilità strutturale.

5.1 Analisi statica non-lineare secondo l'NTC08

Secondo il Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 (NTC08), che segue le indicazioni fornite dall'Eurocodice 8, l'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante F_b (taglio alla base). Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, fino al raggiungimento del collasso locale o globale, lo

spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con un punto dell'ultimo livello della costruzione. Secondo le NTC08 al §7.3.4 si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) di seguito riportate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a (periodo corrispondente all'inizio tratto a velocità costante dello spettro di risposta).

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale (MDOF) sia associato un sistema strutturale equivalente a un grado di libertà (SDOF). Il risultato di un'analisi pushover è la definizione di una "curva di capacità" o curva di pushover, ossia il legame $F_b - d_c$ dove F_b è il taglio alla base e d_c è lo spostamento in sommità. Per la struttura analizzata sono state considerate una distribuzione di forze corrispondente ad una distribuzione dei tagli di piano, poiché la massa partecipante risultava inferiore al 75% e per quanto riguarda il gruppo 2, è stata applicata una distribuzione uniforme lungo l'altezza della struttura. La curva risultante nel sistema a più gradi di libertà ha andamenti analoghi a quelli di un sistema SDOF (un grado di libertà), il primo tratto è elastico lineare e il secondo non lineare che sorge in corrispondenza del progressivo collasso della struttura. La capacità di resistenza della struttura, in questo caso, dipende dalla capacità di resistenza dei singoli elementi. Tale curva definisce, indipendentemente da qualsiasi richiesta sismica, la

capacità della struttura e quindi il suo comportamento in termini di resistenza ed è pertanto un legame semplificato della struttura. Per ottenere i risultati della “pushover” si deve ricondurre il sistema a più gradi di libertà ad un sistema SDOF che può ragionevolmente definirsi equivalente poiché la curva di capacità è stata tracciata tenendo conto del comportamento dell'intero sistema. Per determinare la risposta massima della struttura in termini di spostamento il metodo condotto è quello descritto dall'Eurocodice 8, al quale le NTC08 fanno riferimento e che a sua volta si basa sulla “linearizzazione” della curva di capacità mediante l'utilizzo del metodo N2. Tale metodo si basa sull'assunzione di base che un sistema MDOF possa essere correlato alla risposta di un sistema equivalente SDOF. Le ipotesi di base del metodo sono:

- il comportamento del sistema reale MDOF è governato principalmente da un unico modo di vibrare fondamentale;
- la forma del modo principale di vibrare rimane invariata durante l'analisi.

Le forze applicate alla struttura vengono scalate e sono mantenuti invariati i rapporti relativi tra le stesse, in questo modo gli spostamenti orizzontali della struttura crescono monotonamente e di conseguenza anche lo spostamento del punto rappresentativo della struttura, nel nostro caso posto in sommità dell'edificio, fino ad un valore, tale che, calcolata la domanda in spostamento, questa sia compresa nella curva di capacità così ottenuta. L'analisi, secondo le NTC08 al § C7.3.4.1 CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009, N. 617-C.S.LL.PP., richiede poi che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (figura 1.3). La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale MDOF dalle relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad e \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

Il passaggio al sistema ad un grado di libertà avviene tramite il fattore di partecipazione modale Γ :

$$\Gamma = \frac{\Phi^T \cdot M \cdot \tau}{\Phi^T \cdot M \cdot \Phi}$$

Essendo:

- Φ : forma del modo principale di vibrare normalizzato ponendo $d_c = 1$;
- M : matrice delle masse del sistema reale;

- τ : vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata.

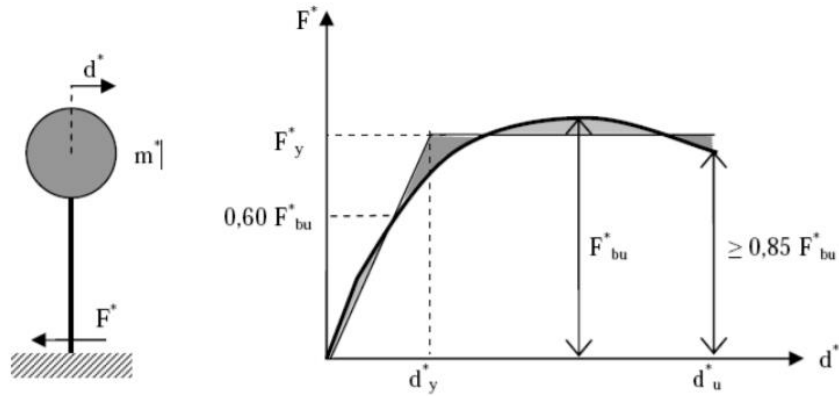


Figura 5.1: Sistema a un grado di libertà e diagramma bilineare equivalente.

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (figura 1.3). Si approssima quindi la curva caratteristica forza-spostamento ($F^* - d^*$) del sistema equivalente con una bilineare definita in base al criterio di uguaglianza delle aree; tale approssimazione permette di individuare un ramo elastico con pendenza k^* . Definita F_{bu} , resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{r}$, resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0,6 F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15 F_{bu}^*$. Il periodo proprio elastico del sistema bilineare è pari a:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Dove $m^* = \Phi^T \cdot M \cdot \tau$ e k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare. Se il sistema SDOF ha periodo proprio T^* sufficientemente elevato (in particolare nelle norme si richiede $T^* > T_c$), il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo, cioè:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Essendo S_{De} il valore dello spostamento spettrale derivante da uno spettro di risposta elastico in corrispondenza del periodo T^* . Se invece il sistema SDOF ha periodo proprio $T^* < T_c$, la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella del corrispondente sistema elastico e risulta:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + \frac{(q^* - 1)T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

Con :

$$q^* = \frac{S_{De}(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Se $q^* \leq 1$ allora si ha:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^*$$

Noto d_{max}^* è possibile calcolare lo spostamento effettivo del punto di controllo del sistema MDOF semplicemente invertendo:

$$d_{e,max} = d_{e,max}^* \cdot \Gamma$$

essendo $d_{e,max}$, lo spostamento massimo richiesto dall'evento sismico di progetto al sistema reale MDOF. In questo modo è possibile convertire la risposta del sistema equivalente in quella dell'edificio reale. Nota la domanda di spostamento d_{max}^* si può operare il confronto con lo spostamento disponibile e verificare la prestazione strutturale. La verifica consiste nel controllare che lo spostamento massimo disponibile sia superiore a quello richiesto ovvero:

$$d_{cu} > d_{c,max}$$

Oppure

$$d_u^* = d_{max}^*$$

5.2 Modellazione degli elementi strutturali

L'analisi non lineare è stata condotta nel lavoro di tesi mediante l'implementazione di un modello piano della struttura, la sezione trasversale del Magazzino Autoportante Verticale, all'interno del quale sono state definite le caratteristiche non lineari carico-deformazione

degli elementi dissipativi che costituiscono l'edificio. Nel seguente paragrafo saranno esposti i legami definiti per gli elementi dissipativi della struttura costituiti in questo caso dai controventi.

5.2.1 Elementi dissipativi

Le diagonali delle strutture a controventi concentrici ad “X”, costituiscono l'elemento di dissipazione dell'azione sismica e risultano sollecitate una in trazione e l'altra in compressione. I controventi sono elementi caratterizzati da elevati livelli di rigidità laterale, alla quale si oppone una bassa dissipazione energetica e duttilità a causa dell'instabilità della diagonale compressa. A tal fine l'analisi elastica non lineare è stata eseguita con una modellazione della struttura a diagonale tesa attiva senza quindi considerare la presenza della diagonale compressa. L'energia sismica in ingresso viene dissipata nelle diagonali tese, all'aumento progressivo della forza di trazione, l'asta presenterà un allungamento crescente fino al raggiungimento del carico N_{pl} (Resistenza plastica), in corrispondenza del quale la sezione trasversale del diagonale presenterà una tensione pari a quella di snervamento f_y . Dal raggiungimento dello sforzo di snervamento si ha l'inizio del fenomeno di plasticizzazione fino alla formazione della cerniera plastica. Nel modello è stato rappresentato il diagramma forza-spostamento caratterizzante il reale comportamento non lineare dei controventi in cui si è distinta la fase elastica e la fase post-critica, con successiva formazione della cerniera plastica. La capacità di resistenza in trazione dipende esclusivamente dal materiale e dall'area della sezione trasversale, per cui non varia con la snellezza dell'asta. Al contrario, la resistenza in compressione diminuisce, evidentemente, all'aumentare della snellezza. Ne consegue che il rapporto tra capacità di resistenza in trazione e compressione tende ad aumentare con la snellezza.

5.2.2 Tecniche di modellazione

La modellazione del comportamento degli elementi strutturali in campo non lineare è stata implementata nel seguente lavoro mediante il software di calcolo SAP2000 ed è stata eseguita un'analisi a controllo di spostamento, il punto di controllo scelto è uno dei nodi posti in sommità. L'analisi Push-over è stata eseguita nella sezione trasversale dell'edificio in entrambe i due approcci progettuali condotti, progettazione elastica ($q=1$) e progettazione “dissipativa” ($q=2$) a diagonale tesa attiva, non considerando quindi il

contributo della diagonale compressa. Per l'acciaio è stato ipotizzato un legame elastico-perfettamente plastico secondo quanto riportato nelle NTC08. L'analisi statica non lineare è stata implementata sottoponendo la struttura ai carichi gravitazionali costanti ed a due sistemi di forze laterali crescenti monotonamente ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) : la prima distribuzione corrisponde alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicata in quanto la massa partecipante risulta essere inferiore al 75% e la seconda si riferisce ad una distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione. Le diagonali di controvento sono state schematizzate come elementi "beam", nella loro mezzeria è stata posta una cerniera attraverso il comando "hinge"; tale cerniera è stata schematizzata tenendo in conto quanto detto nel paragrafo precedente. Il comportamento dell'asta a compressione della curva N- Δ dei controventi è stata ottenuta mediante il calcolo N_{crit} , carico critico dell'asta in corrispondenza del quale si verifica l'instabilizzazione della stessa, ricavato secondo il § 4.2.4.1.3 delle NTC08 e i valori limite della duttilità locale secondo la Tabella B.2 dell'Eurocodice 8-Parte 3, UNI EN 1998-3:2005; mentre il comportamento a trazione è stato ottenuto mediante il calcolo della resistenza plastica N_{pl} della sezione secondo il § 4.2.4.1 delle NTC08 e i valori limite della duttilità locale secondo la Tabella B.3 dell'Eurocodice 8-Parte 3, UNI EN 1998-3:2005. Si riporta nella tabella seguente la modellazione di una cerniera plastica della struttura.

Proprietà Tubo 30x30x2,5					
h	30	mm	Iz	34948	mm ⁴
b	30	mm	Iy	11,27	mm
tf	2,5	mm	iz	11,27	mm
tw	2,5	mm	fy	275	N/mm ²
c	27,5	mm	ϵ	0,92	
A	275	mm ²	ψ	-1,00	
Iy	34948	mm ⁴	α	0,40	

Tabella 5.1: Caratteristiche geometriche della sezione scatolare quadrata cava Tubo 30x30x2,5.

Compressione					
L	1640	mm	λ_y	1,68	
L0	1640	mm	Φ	2,16	
Iy	34948	mm ⁴	χ_y	0,28	
Iy	11,27		Nb,Rd	20503,34	N
λ	145,52		A	275	mm ²
Es	210000	N/mm ²	Δc	0,58	mm
Ncr	26904	N			

Axial deformation in Compression					
Classe	DL		SD		NC
1	0,25 Δc	0,15	4 Δc	2,33	6 Δc 3,49

Tabella 5.2: Resistenza a compressione e valore della duttilità locale secondo la Tabella B.3 dell'Eurocodice 8-Parte 3.

Trazione		
f _{ym}	275	N/mm ²
A	275	mm ²
N _{pl} =F _y	75625	N
L	1640	mm
E _s	210000	N/mm ²
Δt	2,15	mm

Axial deformation in Tension					
Classe	DL		SD		NC
1 2	0,25Δt	0,54	7Δt	15,03	9Δt 19,33

Tabella 5.3: Resistenza a trazione e valore della duttilità locale secondo la Tabella B.3 dell'Eurocodice 8-Parte 3.

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0,2	-11,
D-	-0,2	-10,
C-	-1,	-10,
B-	-1,	0,
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1,	10,
D	0,2	10,
E	0,2	11,

Load Carrying Capacity Beyond Point E
☒ Drops To Zero
☐ Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

	Positive	Negative
Use Yield Force Force SF	75,62	20,5
Use Yield Disp Disp SF	2,15	0,58

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0,25	-0,25
Life Safety	7,	-4,
Collapse Prevention	9,	-6,

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Figura 5.2: Cerniera plastica definita nel programma di calcolo SAP 2000.



Figura 5.3: Valori della duttilità locale per le diagonali dei controventi secondo la Tabella B.3, B.4 dell'Eurocodice 8-Parte 3.

5.2.3 Elementi non dissipativi

Per il rispetto della “gerarchia delle resistenze” gli elementi non dissipativi, in questo caso rappresentati dalle colonne e dalle travi, devono rimanere sostanzialmente elastici. Questi elementi sono stati modellati come elementi beam nel programma di calcolo SAP 2000 con delle differenze per quel che riguarda la definizione delle cerniere plastiche. Alle travi sono stati associati dei vincoli “releases” alle estremità, nei punti di contatto con gli altri elementi, le colonne sono invece continue senza la presenza di interruzioni alle estremità. Le masse sismiche, costituite dal peso dei pallet, sono state considerate concentrate in due punti estremi delle travi. Nella mezzera delle travi sono state, altresì, posizionate le cerniere plastiche con la metodologia utilizzata per le diagonali.

5.3 I risultati dell’analisi non lineare

5.3.1 Analisi Pushover con carico uniforme

La prima analisi di pushover è stata effettuata con un carico uniforme. Il carico è stato applicato ad ogni massa concentrata sulle travi rappresentata dai pallet immagazzinati nella struttura eseguendo in questo modo una distribuzione uniforme.

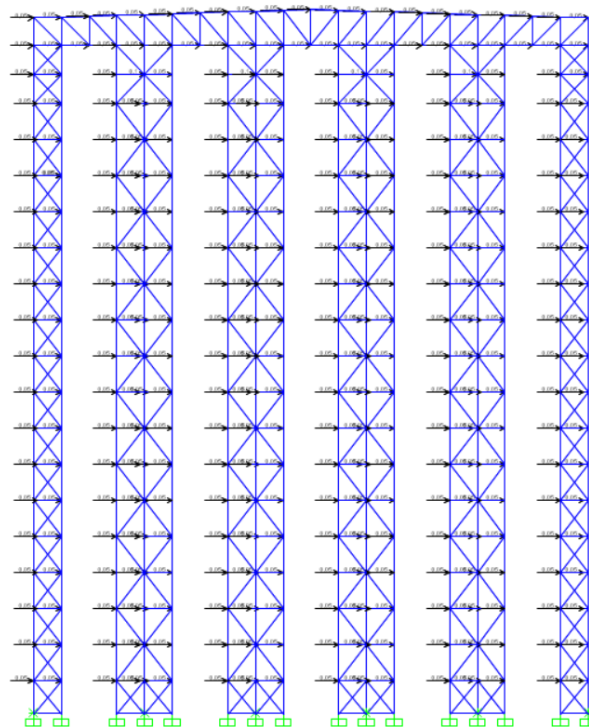


Figura 5.4: Distribuzione di carico uniforme in direzione “X”.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti in entrambi i due approcci progettuali condotti.

5.3.1.1 Risultati della Pushover per la struttura progettata con $q=1$

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi statica non lineare riferiti agli step di carico più significativi. Le immagini mostrano la progressiva formazione delle cerniere plastiche nella sezione trasversale del magazzino, affianco si riporta la curva di capacità, il simbolo rosso indica il valore del taglio e dello spostamento raggiunto dalla struttura in ogni step di carico indagato.

Step 5		
V	2,69	kn
P	2446	kn
h	24,09	m
dr	3,48	mm
q	1	
dr-q	3,48	mm
θ	0,131	

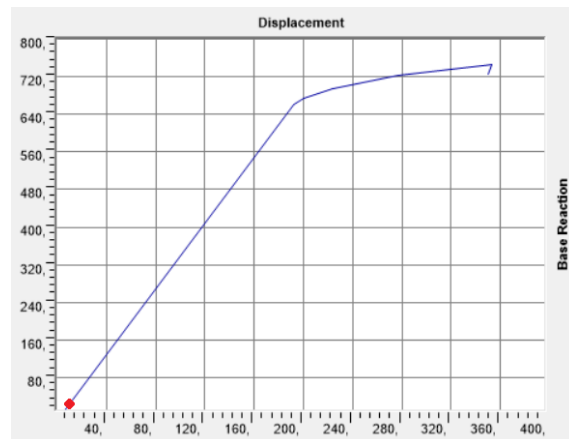
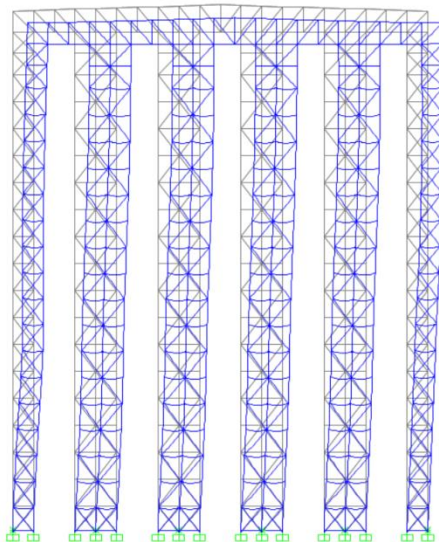


Figura 5.5: Step 5 di carico, sezione trasversale deformata, curva di capacità, ($q=1$).

Step 6		
V	660,16	kn
P	2446	kn
h	24,09	m
dr	192,3	mm
q	1	
dr-q	192,3	mm
θ	0,030	

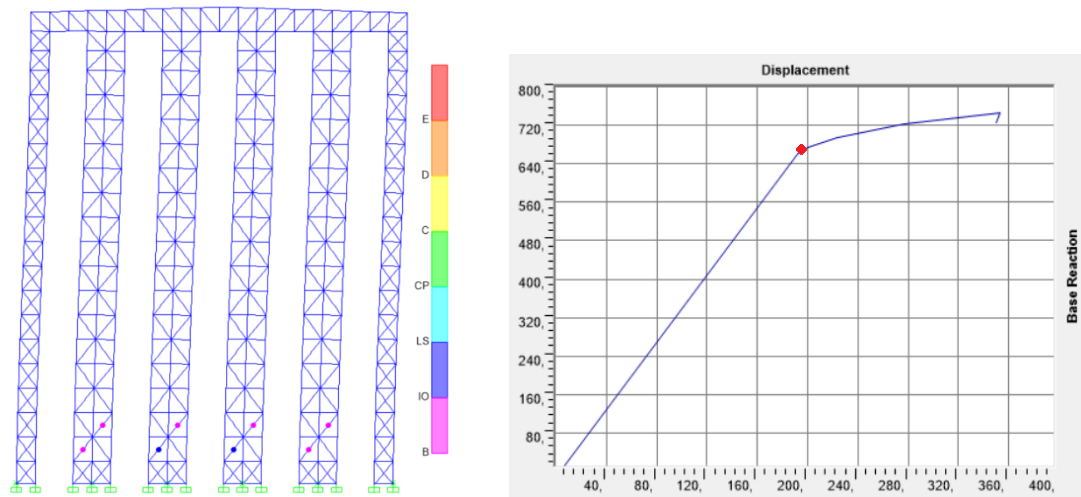


Figura 5.6: Step 6 di carico, sezione trasversale con progressiva formazione di cerniere plastiche, curva di capacità, ($q=1$).

Step 8		
V	695,17	kn
P	2446	kn
h	24,09	m
dr	223,05	mm
q	1	
dr-q	223,05	mm
θ	0,033	

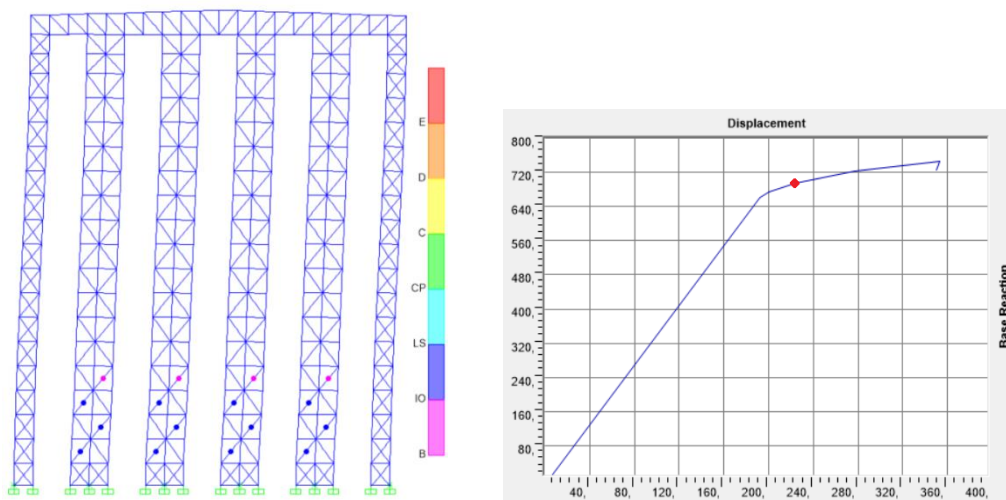


Figura 5.7: Step 8 di carico, sezione trasversale con progressiva formazione di cerniere plastiche, curva di capacità, ($q=1$).

Step 9		
V	722,36	kn
P	2446	kn
h	24,09	m
dr	276,45	mm
q	1	
dr-q	276,45	mm
θ	0,039	

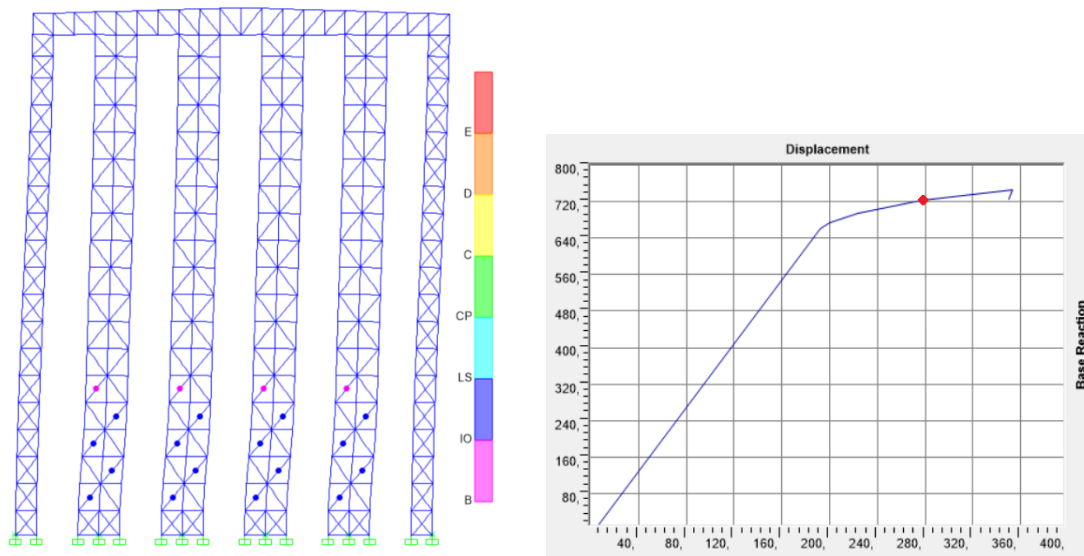


Figura 5.8: Step 9 di carico, sezione trasversale con progressiva formazione di cerniere plastiche, curva di capacità, ($q=1$).

Step 10		
V	746,012	kn
P	2446	kn
h	24,09	m
dr	352,8	mm
q	1	
dr-q	352,8	mm
θ	0,048	

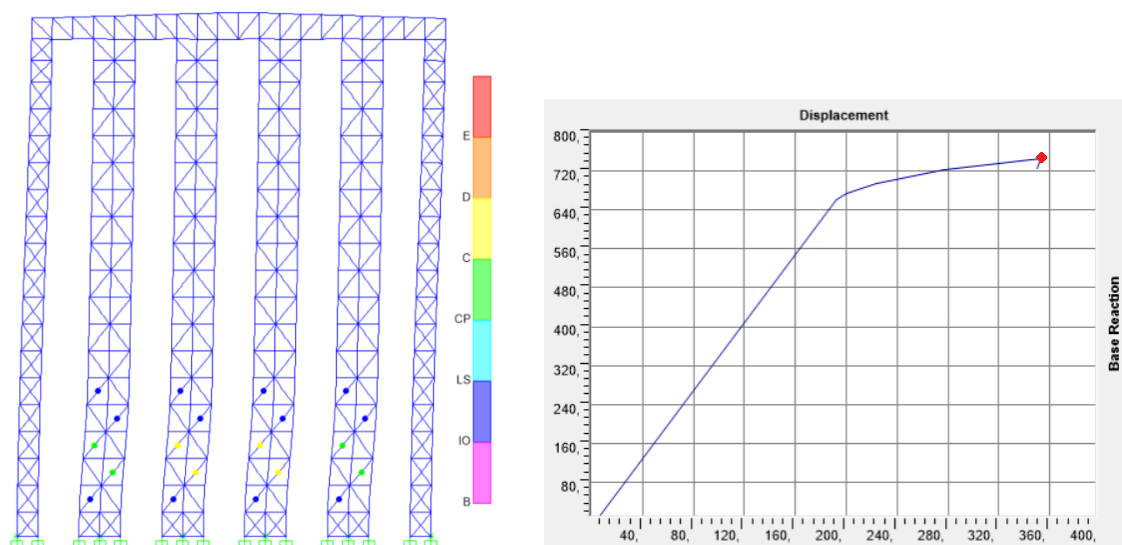


Figura 5.9: Step 10 di carico, sezione trasversale al collasso, curva di capacità, ($q=1$).

5.3.1.2 Risultati della Pushover per la struttura progettata con $q=2$

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi statica non lineare riferiti agli step di carico più significativi.

Step 9		
V	4,91	kn
P	2439	kn
h	24,09	m
dr	5,27	mm
q	2	
dr-q	10,54	mm
θ	0,217	

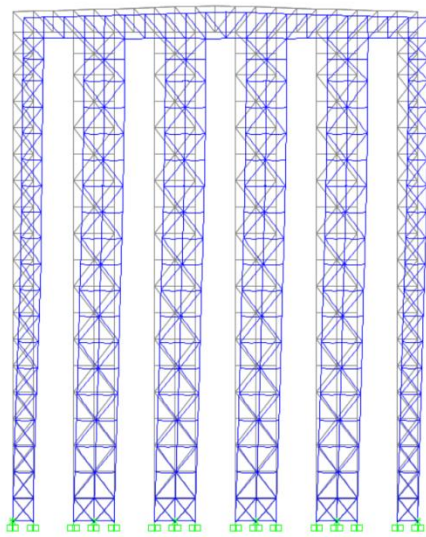


Figura 5.10: Step 9 di carico, sezione trasversale deformata, curva di capacità, ($q=2$).

Step 10		
V	313,47	kn
P	2439	kn
h	24,09	m
dr	115,5	mm
q	2	
dr-q	231	mm
θ	0,075	

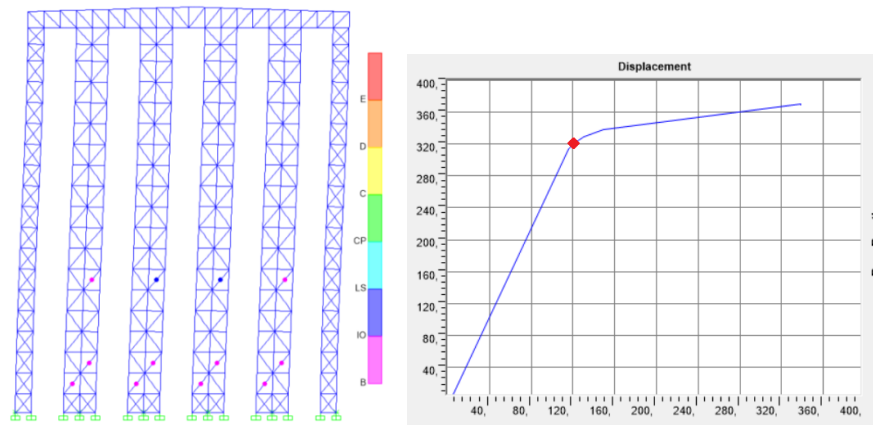


Figura 5.11: Step 10 di carico, sezione trasversale con progressiva formazione di cerniere plastiche, curva di capacità, ($q=2$).

Step 12		
V	329,067	kn
P	2439	kn
h	24,09	m
dr	129,95	mm
q	2	
dr-q	259,9	mm
θ	0,080	

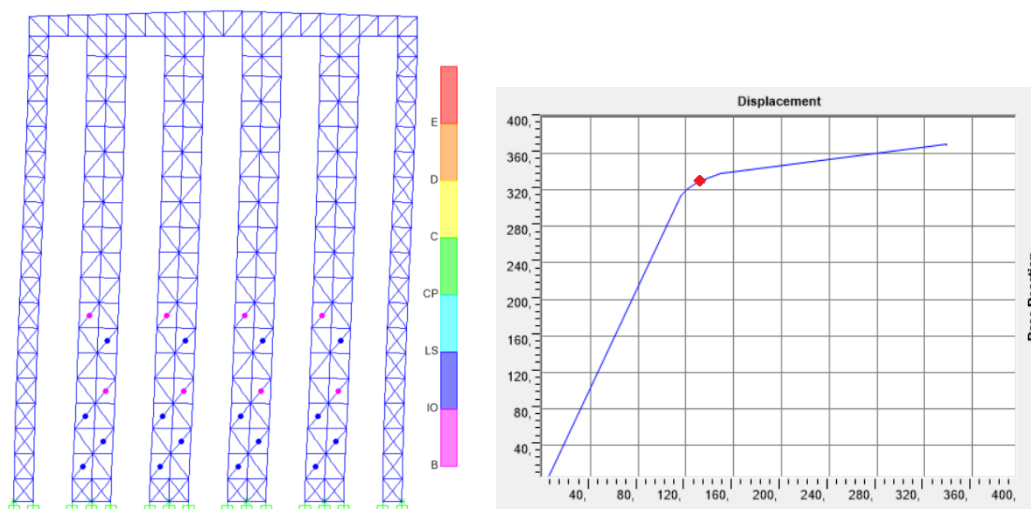


Figura 5.12: Step 12 di carico, sezione trasversale con progressiva formazione di cerniere plastiche, curva di capacità, ($q=2$).

Step 13		
V	338,83	kn
P	2439	kn
h	24,09	m
dr	148,06	mm
q	2	
dr-q	296,12	mm
θ	0,088	

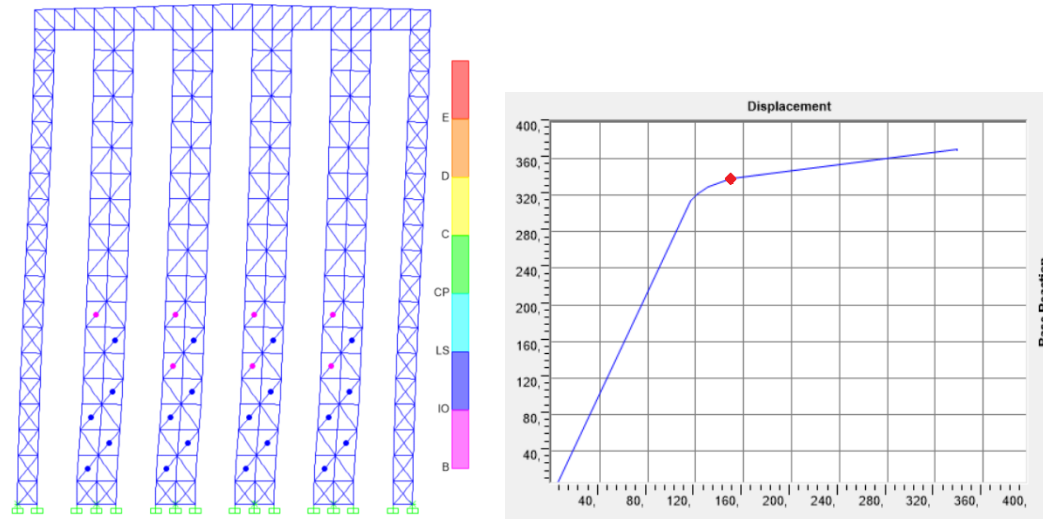


Figura 5.13: Step 13 di carico , sezione trasversale con progressiva formazione di cerniere plastiche, curva di capacità, ($q=2$).

Step 14		
V	368,84	kn
P	2439	kn
h	24,09	m
dr	338,26	mm
q	2	
dr-q	676,52	mm
θ	0,186	

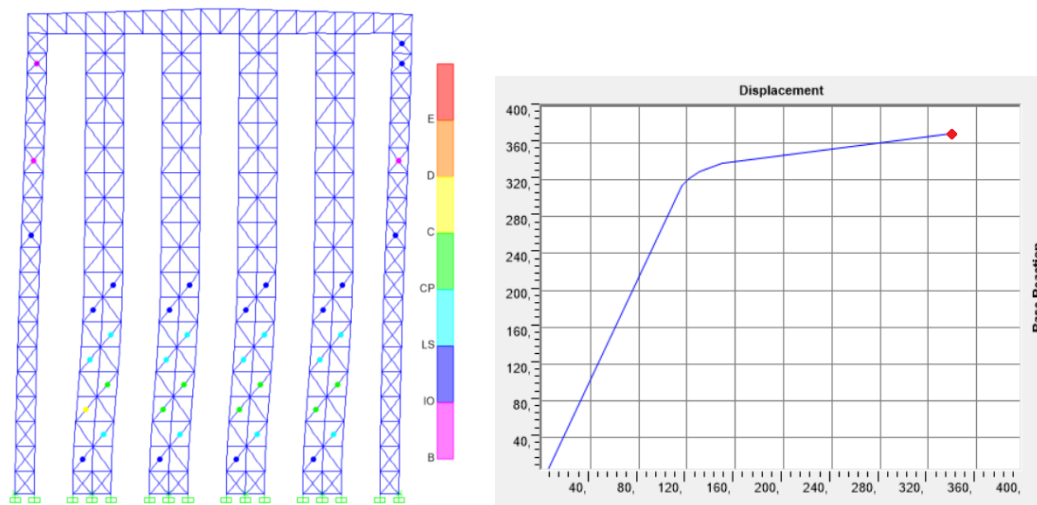


Figura 5.14: Step 14 di carico, sezione trasversale al collasso, curva di capacità, ($q=2$).

5.3.2 Analisi Pushover con distribuzione dei tagli di piano

La seconda analisi pushover è stata effettuata applicando una distribuzione di carichi corrispondenti alla distribuzione dei tagli di piano calcolati con un'analisi dinamica lineare. Il carico è stato applicato, come precedentemente descritto nella prima analisi, ad ogni massa concentrata sulle travi rappresentata dai pallet immagazzinati nella struttura eseguendo in questo modo una distribuzione uniforme.

5.3.2.1 Risultati della Pushover per struttura progettata con $q=1$

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi statica non lineare riferiti agli step di carico più significativi. Le immagini mostrano la progressiva formazione delle cerniere plastiche nella sezione trasversale del magazzino, affianco si riporta la curva di capacità, il simbolo rosso indica il valore del taglio e dello spostamento raggiunto dalla struttura in ogni step di carico indagato.

Step 10		
V	2	kn
P	2446	kn
h	24,09	m
dr	3,09	mm
q	1	
dr-q	3,09	mm
θ	0,157	

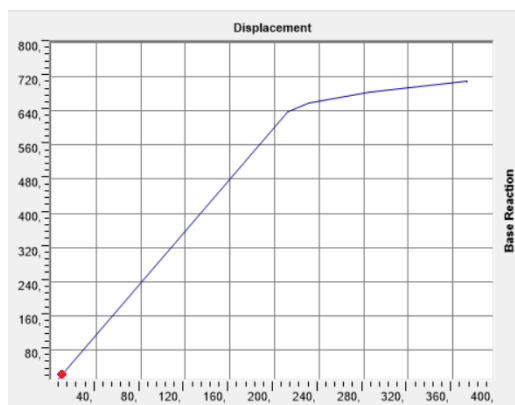
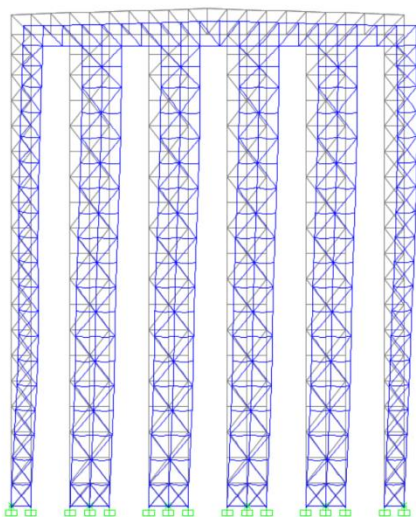


Figura 5.15: Step 10 di carico, sezione trasversale deformata, curva di capacità, ($q=1$).

Step 11		
V	637,19	kn
P	2446	kn
h	24,09	m
dr	211,89	mm
q	1	
dr·q	211,89	mm
θ	0,034	

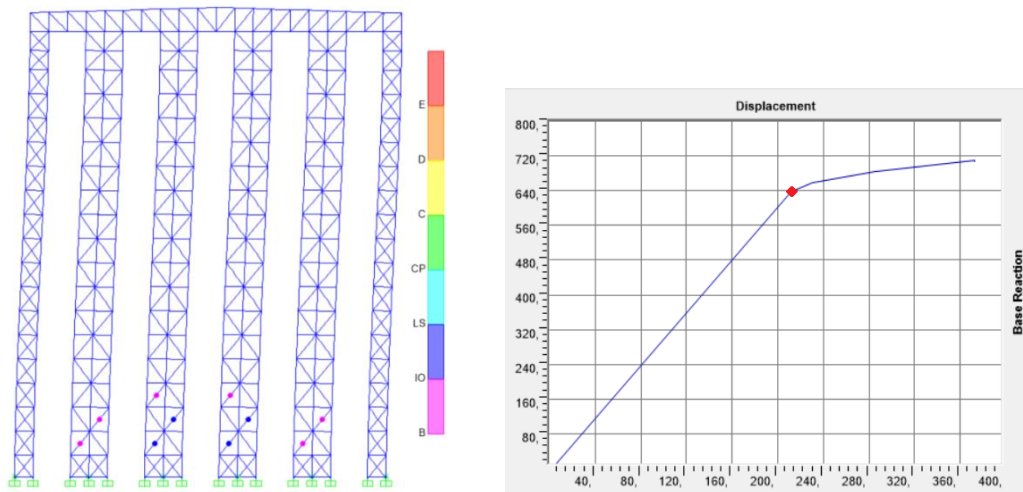


Figura 5.16: Step 11 di carico, sezione trasversale con progressiva formazione di cerniere plastiche, curva di capacità, ($q=1$).

Step 13		
V	685,25	kn
P	2446	kn
h	24,09	m
dr	285,2	mm
q	1	
dr·q	285,2	mm
θ	0,042	

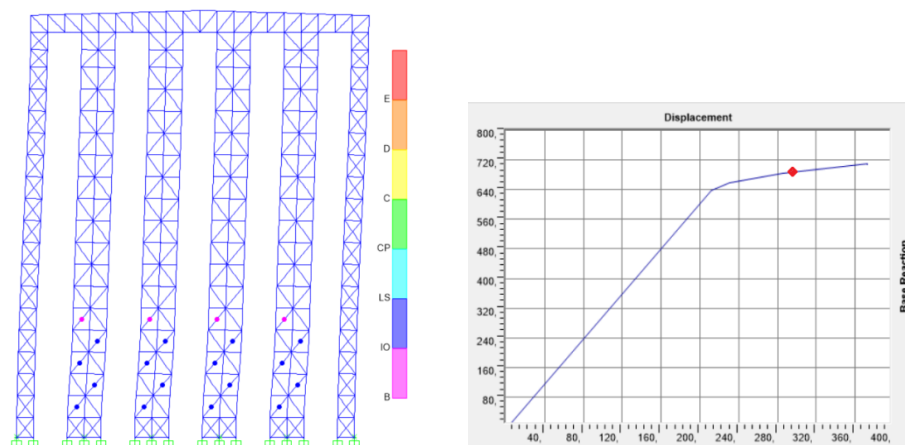


Figura 5.17: Step 13 di carico, sezione trasversale con progressiva formazione di cerniere plastiche, curva di capacità, ($q=1$).

Step 16		
V	707,52	kn
P	2446	kn
h	24,09	m
dr	372,71	mm
q	1	
dr-q	372,71	mm
θ	0,053	

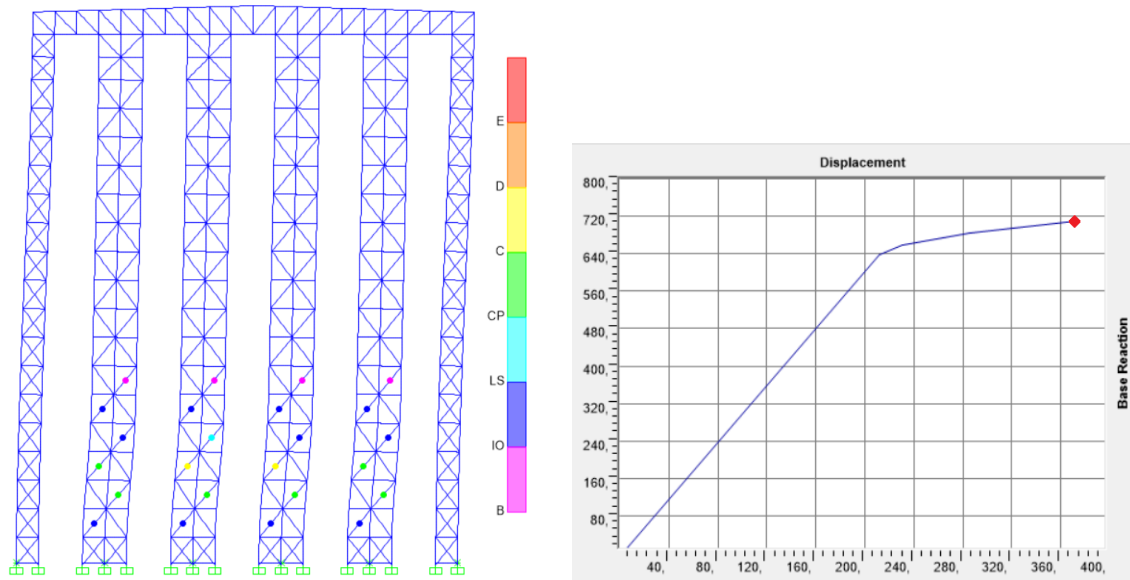


Figura 5.18: Step 16 di carico, sezione trasversale al collasso, curva di capacità, ($q=1$).

5.3.2.2 Risultati della Pushover per la struttura progettata con $q=2$

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi statica non lineare riferiti agli step di carico più significativi.

Step 4		
V	2,18	kn
P	2439	kn
h	24,09	m
dr	3,52	mm
q	2	
dr-q	7,04	mm
θ	0,327	

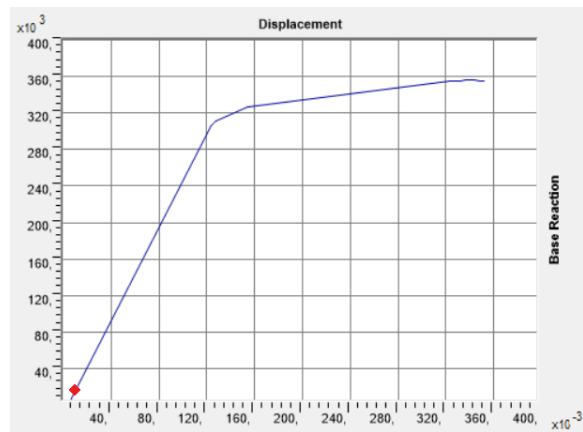
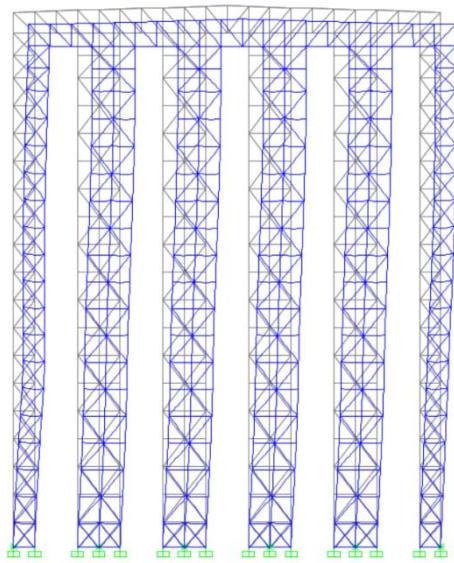


Figura 5.19: Step 4 di carico, sezione trasversale deformata, curva di capacità, ($q=2$).

Step 5		
V	306,16	kn
P	2439	kn
h	24,09	m
dr	123,63	mm
q	2	
dr-q	247,26	mm
θ	0,082	

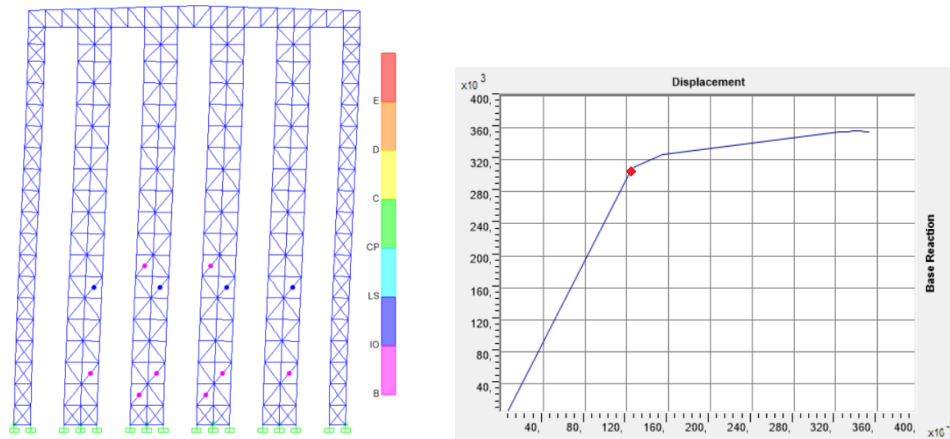


Figura 5.20: Step 5 di carico, sezione trasversale con progressiva formazione di cerniere plastiche, curva di capacità, ($q=2$).

Step 7		
V	327,7	kn
P	2439	kn
h	24,09	m
dr	153,68	mm
q	2	
dr-q	307,36	mm
θ	0,095	

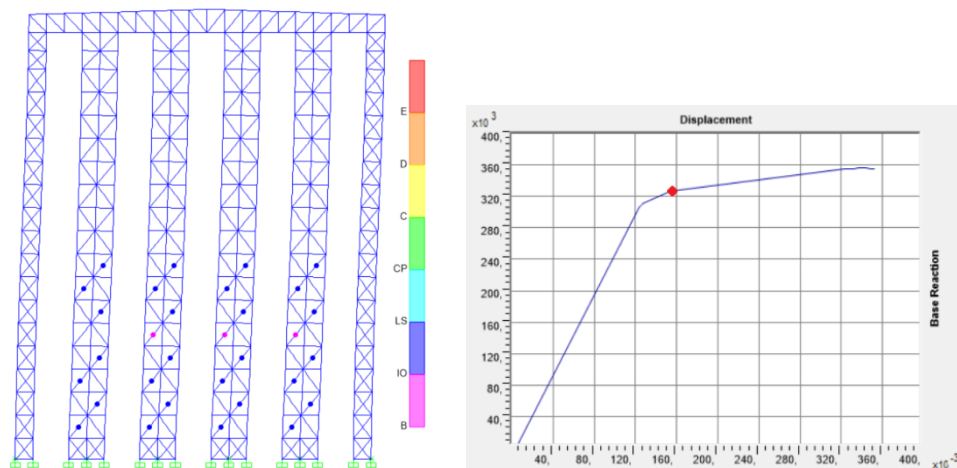


Figura 5.21: Step 7 di carico, sezione trasversale con progressiva formazione di cerniere plastiche, curva di capacità, ($q=2$).

Step 10		
V	356,14	kn
P	2439	kn
h	24,09	m
dr	338,88	mm
q	2	
dr-q	677,76	mm
θ	0,193	

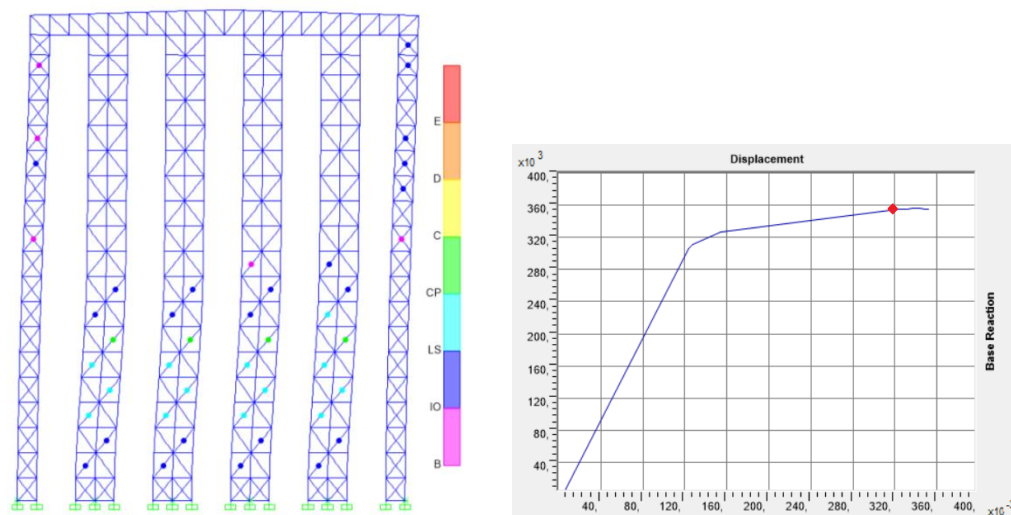


Figura 5.22: Step 10 di carico, sezione trasversale con progressiva formazione di cerniere plastiche, curva di capacità, ($q=2$).

Step 15		
V	355,7	kn
P	2439	kn
h	24,09	m
dr	351,46	mm
q	2	
dr-q	702,92	mm
θ	0,200	

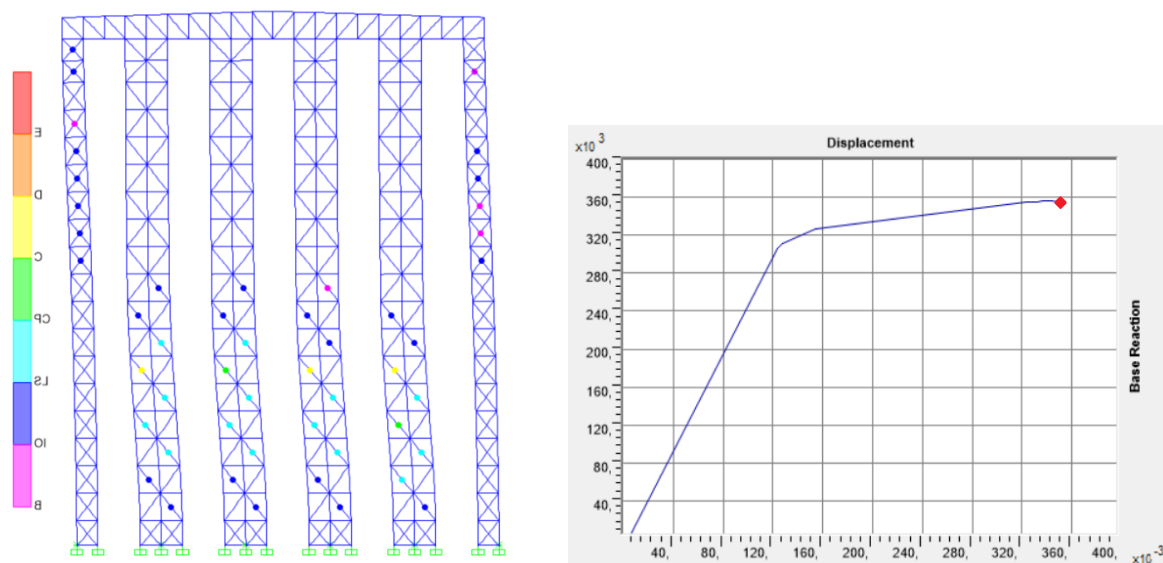


Figura 5.23: Step 15 di carico, sezione trasversale al collasso, curva di capacità, ($q=2$).

5.3.3 Conclusioni sui risultati delle analisi statiche non lineari

L'analisi statica non lineare per la struttura in campo elastico è stata condotta facendo l'ipotesi che i collegamenti siano progettati in capacità e quindi presentano una resistenza maggiore rispetto agli elementi di controvento. I risultati ottenuti dall'analisi non lineare mostrano, in entrambi i due approcci progettuali condotti (progettazione elastica $q=1$, progettazione "dissipativa" $q=2$), la formazione delle cerniere plastiche nella parte inferiore della struttura. I MAV sono caratterizzati da un elevato numero di piani di carico e da un'altezza di interpiano estremamente ridotta e risultano soggetti ad azioni di bassa intensità nella parte superiore tale da non determinare lo sviluppo di deformazioni plastiche. La plasticizzazione delle diagonali si verifica a partire dal secondo piano fino ai due terzi dell'altezza del magazzino, dando luogo a due zone caratterizzate da un comportamento essenzialmente elastico. Per il caso studio con $q=1$ si ottiene la formazione delle cerniere plastiche su 5 dei 17 livelli del magazzino. La push-over eseguita per il $q=2$ mostra la formazione delle cerniere plastiche in 8 dei 17 livelli della struttura. La diffusione delle cerniere plastiche e la duttilità globale sono stati ottenuti facendo l'ipotesi che il comportamento dell'acciaio sia elastico perfettamente-plastico, non considerando quindi l'incrudimento dello stesso. Inoltre, è stato calcolato, in entrambe le analisi, il fattore di struttura q determinato dal prodotto tra la duttilità globale μ_d (definita come il rapporto tra l'ultimo spostamento della struttura e quello corrispondente allo snervamento del primo elemento $\frac{\Delta_u}{\Delta_y}$) e la sovrarresistenza Ω (definita come il rapporto tra il valore dell'intensità sismica al collasso e relativa allo snervamento del primo elemento) della struttura. Si riportano di seguito i valori calcolati per entrambi i casi studio analizzati.

	Gruppo 1: F prop tagli di piano			Gruppo 2: F prop massa		
	Ω	μ_d	q	Ω	μ_d	q
Pushover $q=1$	1,13	1,82	2,06	1,13	1,84	2,09
Pushover $q=2$	1,12	2,81	3,14	1,15	2,87	3,30

Tabella 5.4: Valutazione della duttilità globale μ_d , sovrarresistenza Ω , e fattore di struttura q nelle analisi statiche non lineari eseguite.

I valori sopra citati rappresentano risultati preliminari, sarebbe necessario effettuare altre analisi considerando diverse geometrie, i diversi legami dell'acciaio, in particolare l'incrudimento, e l'influenza delle diagonali compresse.

5.3.3.1 Legame duttilità locale-fattore di struttura $\mu_d - q$

Tramite l'analisi statica non lineare è stata valutato il fattore di struttura per i due casi studio analizzati in termini di duttilità globale μ_d e sovrarresistenza Ω variando il valore della duttilità locale. Secondo l'Eurocodice 8-Parte 3, EN 1998-3: 2005, la duttilità massima per gli elementi soggetti a trazione è 9. La valutazione fattore di struttura è stata condotta considerando una duttilità locale rispettivamente pari a: 9, 7, 5, 3, 1. Di seguito sono riportati i grafici contenenti i legami tra la duttilità locale e la sovrarresistenza Ω , la duttilità globale μ_d e il fattore di struttura q .

	μ_l	Gruppo 1: F prop tagli di piano			Gruppo 2: F prop massa		
		Ω	μ_d	q	Ω	μ_d	q
Pushover 9	9	1,07	2,39	2,55	1,15	2,83	3,27
Pushover 7	7	1,09	2,28	2,50	1,14	2,84	3,25
Pushover 5	5	1,09	2,24	2,43	1,13	2,71	3,07
Pushover 3	3	1,08	2,19	2,37	1,13	2,70	3,06
Pushover 1	1	1,01	1,07	1,08	1,01	1,05	1,06

Tabella 5.5: Valori relativi alla sovra-resistenza Ω , duttilità globale μ_d , e fattore di struttura q al variare della duttilità locale μ_l .

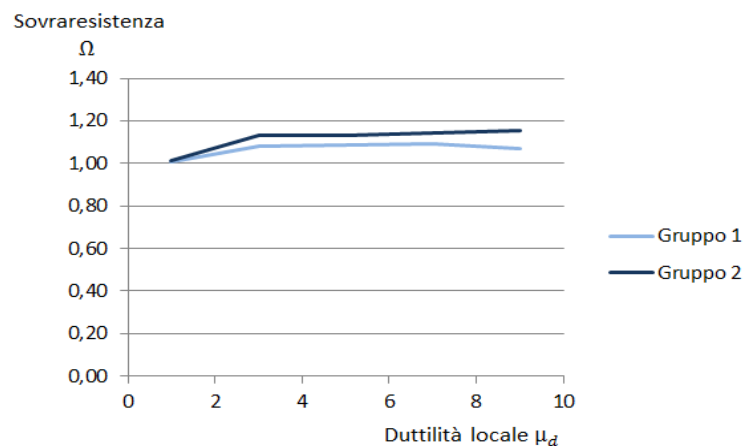


Figura 5.24: Legame sovra-resistenza – duttilità locale: $\Omega - \mu_l$.

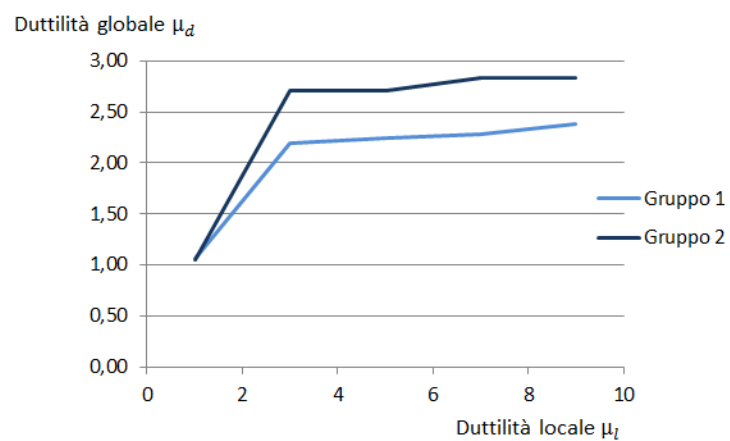


Figura 5.25: Legame duttilità globale – duttilità locale: $\mu_d - \mu_l$.

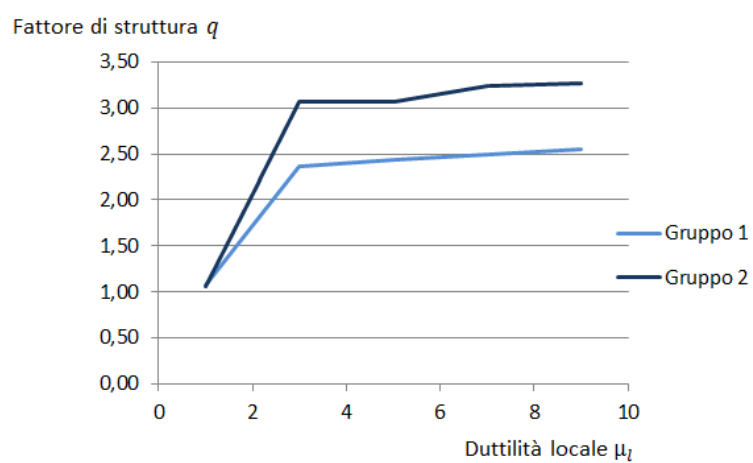


Figura 5.26: Legame fattore di struttura – duttilità locale: $q - \mu_l$.

Capitolo 6

Analisi statistica presso System Logistics S.p.A.

Le scaffalature metalliche sono particolari strutture in acciaio dove la quasi totalità dei carichi permanenti ($>95\%$) è costituita dal peso delle merci stoccato, e il rimanente dal peso proprio della struttura. Le strutture sono caratterizzate dallo svolgimento contemporaneo di due funzioni: lo stoccaggio delle merci ed il sostegno dell'involucro edilizio, costituito dalle pannellature laterali e dalla copertura. Lo stoccaggio dei pallet avviene secondo logiche di magazzino generalmente calibrate per ottimizzare la specifica produzione industriale in funzione delle procedure interne di lavorazione, della frequenza di prelievo della tipologia di merce immagazzinata, delle dimensioni e dei pesi dei pallet, etc. Dal punto di vista progettuale le logiche di utilizzo del magazzino determinano le condizioni o configurazioni di carico che devono essere considerate nel dimensionamento della struttura. Il calcolo strutturale è direttamente influenzato dalle logiche di magazzino così come l'ottimizzazione dei pesi della carpenteria metallica e dei relativi costi. In particolare, alcune condizioni di utilizzo del magazzino possono condurre a distribuzioni asimmetriche del carico in direzione trasversale, longitudinale e verticale, le quali, in caso di eventi sismici comportano effetti dinamici non trascurabili e spesso non previsti dalla struttura. Sulla base di queste informazioni è stata eseguita, nell'ambito di tale Tesi, uno studio statistico sui dati giornalieri ricevuti dall'azienda System Logistics S.p.A. relativi alle variazioni del peso della merce immagazzinata in ogni cella di carico in una struttura esistente. Lo studio di questi dati ha portato ad avere una conoscenza approfondita sulle logiche di carico e sulle condizioni reali di utilizzo dei MAV al fine di ottimizzare l'approccio progettuale e incrementare il grado di sicurezza finale dell'opera.

6.1 I magazzini industriali

I magazzini vengono principalmente suddivisi in magazzini di produzione e di distribuzione. Nei primi si hanno enormi quantità di merce, sono suddivisi in magazzini di materie prime (provenienti dai fornitori), inter-operazionali (contenenti prodotti semi-lavorati o componenti) e di prodotti finiti (con prodotto in attesa di essere venduto); consentono di massimizzare l'efficienza nella ricezione, nello stoccaggio e spedizione. I magazzini di distribuzione, invece, sono più vicini alla distribuzione finale; hanno una grande quantità di prodotti in ingresso caratterizzati da una grande varietà, ma le spedizioni sono invece più piccole e assemblate. La merce immagazzinata, detta unità di carico u.d.c., è un pallet o un altro tipo di contenitore, che può dipendere dal cliente o dal livello logistico in cui ci si trova. Il Pallet è un'attrezzatura sulla quale viene posizionata la merce per la movimentazione con mezzi meccanici (fork-lift truck) in fase di carico/scarico dei veicoli e nelle operazioni di stoccaggio nei magazzini. All'interno dell'azienda System Logistics S.p.A sono stati osservati numerosi impianti automatici, in particolare modo abbiamo analizzato un magazzino automatico e si è avuta la possibilità di osservare un traslo-elevatore all'opera. In ogni corridoio abbiamo la presenza di un traslo-elevatore che ha la capacità di spostarsi in altezza, larghezza e profondità. La merce estratta dalle unità di carico viene trasferita in una o più navette che sono dotate di una guida che permette loro di spostarsi lungo una sola direzione. Le operazioni di immagazzinaggio e tracciabilità del prodotto sono automatiche e svolte tramite opportuni software con il controllo di diversi addetti e operatori. Inoltre ogni traslo-elevatore è dotato di un software che controlla se le operazioni vengono eseguite regolarmente, verifica la corretta identificazione del prodotto e il peso dello stesso, e in caso di anomalia permette un blocco delle operazioni. Ogni pallet in ingresso viene posizionato in un determinato vano stabilito mediante un algoritmo che tiene conto di molti fattori che dipendono dalla natura della merce stoccata, analogamente, in caso di vendita, i prodotti vengono portati fuori automaticamente con le stesse metodologie. Infatti la progettazione logistica di un deposito industriale è un'operazione molto complessa che tiene conto di numerosi fattori, uno tra i quali il settore merceologico; dobbiamo infatti conoscere tutte le specificità delle varie referenze (la merce trattata può essere ad esempio nociva, tossico-nociva, infiammabile ecc...) e le loro caratteristiche in termini di pesi, volumi, confezioni di imballo, numero per confezione, quantità minima prelevabile ecc. In funzione del settore merceologico inoltre si dovrà disporre di strutture che rispondono a determinati requisiti e inoltre per particolari

categorie di merce servono autorizzazioni particolari. Si deve quindi possedere un'anagrafica completa di tutti i prodotti e di tutte le informazioni relative ad essi, a tale scopo deve essere impostata una codifica che definisce in modo completo ed esaustivo un articolo per meglio poterlo movimentare e collocare poi nell'apposito vano. Gli altri fattori presi in considerazione si basano sull'ottimizzazione delle movimentazioni, per questo vengono valutati specifici *parametri di movimentazione*:

- *Indice di rotazione;*
- *Indice di movimentazione;*
- *Indice di accesso.*

Sulla base di questa classificazione si evidenzia come le logiche di carico seguite durante la progettazione di un magazzino dal punto di vista logistico non si basano sui criteri ingegneristici.

6.2 Analisi Dati

Il magazzino analizzato presso System Logistics S.p.A è un magazzino di distribuzione di prodotti alimentari caratterizzato da otto livelli di carico e cinque corsie, dotate ognuna di un traslo-elevatore. Il deposito è caratterizzato da altezze di interpiano variabili, in particolare il primo livello di carico presenta la massima grandezza; ad esso sono associati pallet di pesi e dimensioni maggiori rispetto alle altre celle. L'analisi dei dati svolta ha rivelato un'effettiva asimmetria di carico nei vari livelli e baie di carico. Si riportano di seguito due grafici esplicativi del grado di riempimento di una sezione tipo del magazzino in questione. Il primo è stato realizzato mediante il calcolo di una media dei dati giornalieri ricevuti in ogni cella di immagazzinaggio. I dati si riferiscono al rapporto espresso in percentuale tra il peso effettivo della merce presente all'interno del magazzino e il massimo immagazzinabile, di questi valori ne è stata calcolata la media ed è stato creato un grafico a mappe di colori. La scala di colori varia da un minimo di carico presente pari al 5% rappresentato con il colore giallo chiaro fino ad un massimo pari al 100% del peso stoccato con il colore rosso scuro, alle celle vuote invece corrisponde un carico pari allo 0%. Il secondo grafico si riferisce invece al peso totale sollecitante l'intera baia di carico (considerando la merce in una singola baia di carico per gli otto livelli di cui è costituito il

magazzino), quindi dato dalla somma della merce presente in ogni vano relativo a quel montante di carico. Il grafico riporta nell'asse delle ascisse le baie di carico del magazzino (30 in totale) e nell'asse delle ordinate viene riportato il valore percentuale riferito alla media, eseguita nel periodo di riferimento, tra il carico presente e il massimo stoccabile. Si riporta la sezione trasversale del magazzino in questione.

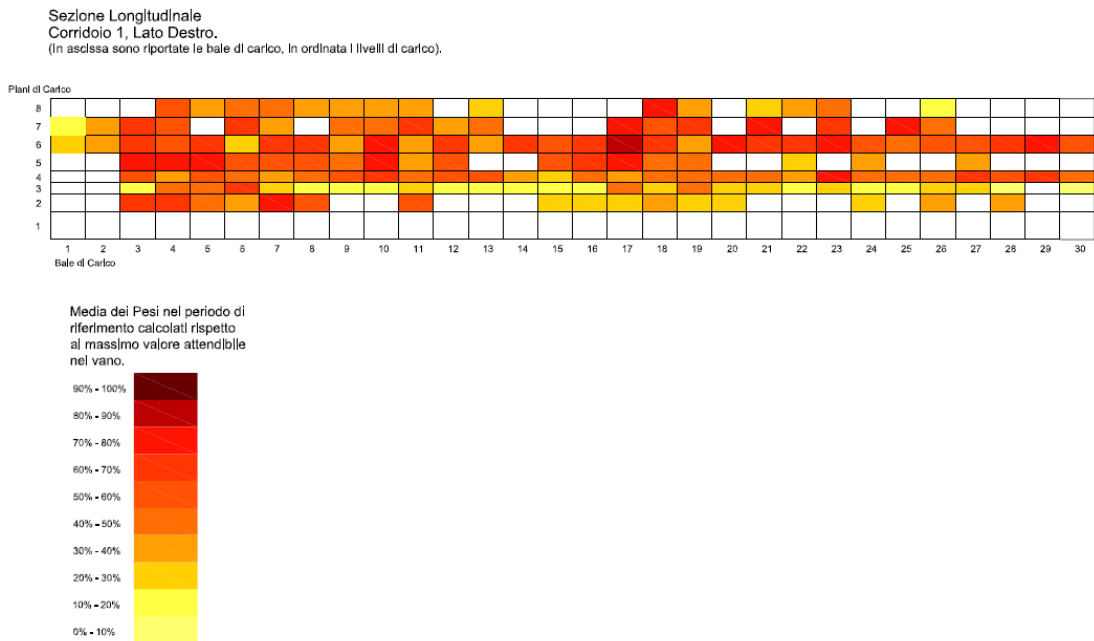


Figura 6.1: Media dei dati giornalieri analizzati in ogni cella di carico relativi al peso della merce stoccata.

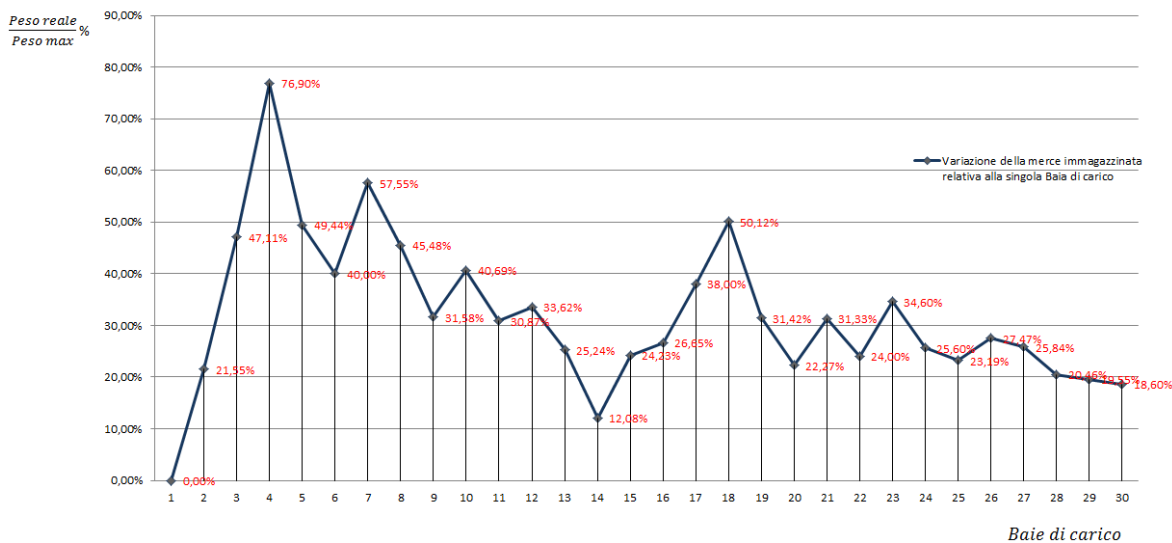


Figura 6.2: Media dei dati giornalieri analizzati in ogni baia di carico relativi al peso della merce stoccata.

6.3 Conclusioni sui Risultati ottenuti

L'analisi dei dati reali mostra l'effettiva presenza di un'asimmetria di carico nelle celle del magazzino, e rivela l'effettivo utilizzo della costruzione. L'indagine svolta ha permesso di visualizzare come i vani non risultano mai avere un peso della merce pari al massimo valore per cui è stata progettata, ne consegue un sovradimensionamento della struttura. Infatti i criteri ingegneristici considerano, in fase di dimensionamento, la condizione di carico per cui ogni compartimento del magazzino è occupato dalla merce stoccata (magazzino completamente pieno), situazione che nella realtà non si verifica mai. Nonostante questo studio, nell'ambito di tale tesi, si è scelto di condurre la progettazione considerando, a favore di sicurezza, il magazzino completamente pieno.

Conclusioni

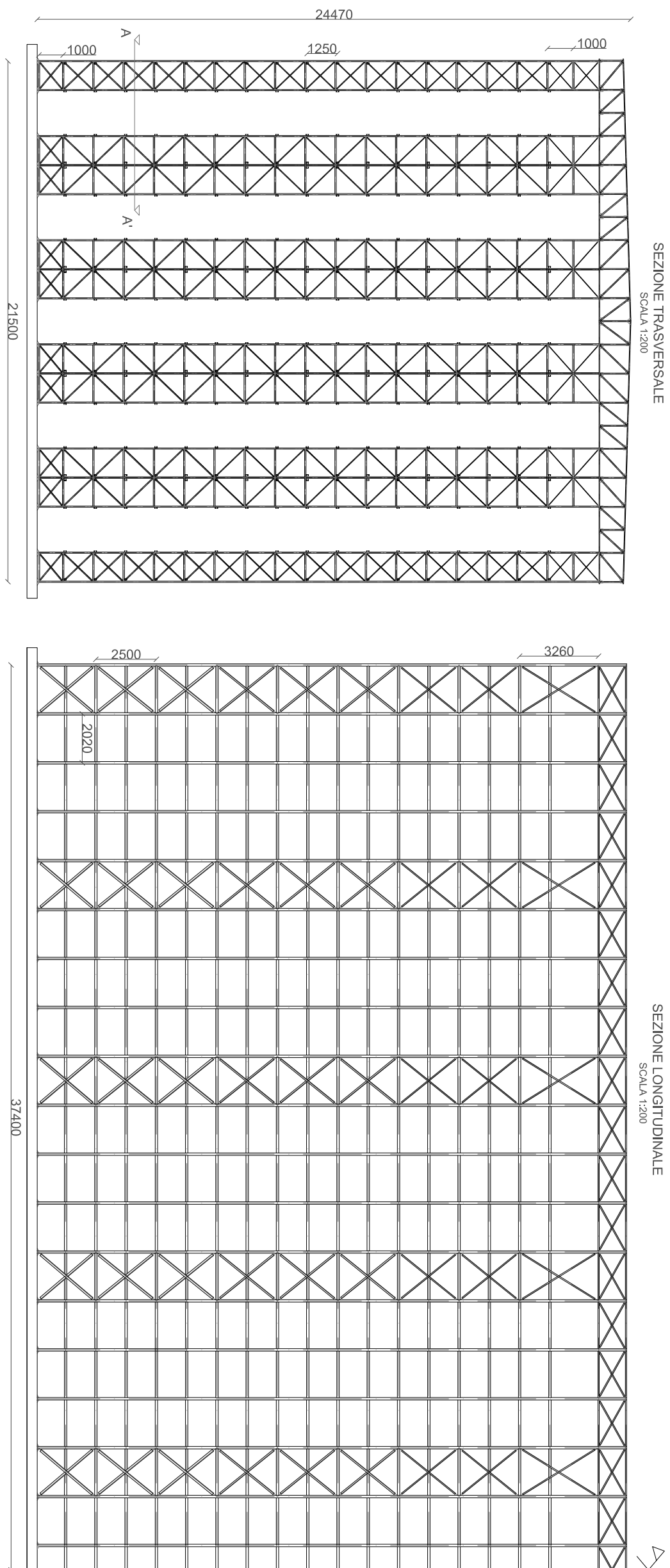
Negli ultimi decenni, il numero di magazzini industriali di stoccaggio è cresciuto significativamente. Negli anni le dimensioni sono cresciute in modo inimmaginabile, da un'altezza media di 4 fino ad arrivare ai 40 metri di altezza. I drammatici e importanti eventi sismici verificatisi in Emilia Romagna hanno colpito un'area fortemente industrializzata e hanno prodotto danneggiamenti significativi ai Magazzini Automatici Verticali, con eventi di collasso globale, rendendo evidenti le carenze strutturali e la vulnerabilità ai carichi dinamici di questa particolare tipologia di struttura, non correttamente considerate e sviluppate negli anni. I MAV sono a tutti gli effetti degli edifici e per tale motivo devono essere progettate secondo la normativa cogente, le NTC08. Le NTC08, tuttavia, non contengono regole di progetto pensate per questa particolare tipologia di costruzione, si ha quindi l'esigenza di una revisione dei criteri di dimensionamento e delle tecnologie usate per i magazzini autoportanti verticali. Nell'ambito di tale tesi è stato affrontato il problema della progettazione dei Magazzini Autoportanti Verticali seguendo i criteri di progetto dettati dalle NTC08. La struttura è stata progettata seguendo due approcci: il primo conferisce al magazzino un comportamento elastico ($q=1$) adottando uno spettro di progetto così come definito dalla Norma senza l'utilizzo di fattori correttivi riportati in alcune normative specifiche di settore, il secondo approccio attribuisce un comportamento "dissipativo" ($q=2$). Per la prima metodologia non sono stati riscontrati particolari problemi in quanto le regole progettuali risultano meno stringenti, la seconda ($q=2$) ha reso evidente l'impossibilità di seguire completamente i criteri progettuali dettati dalle NTC08. La norma, infatti, permette di adottare fattori di struttura elevati, i quali conferiscono all'edificio un meccanismo dissipativo globale, ma, al tempo stesso, impone il rispetto di regole specifiche. La filosofia di progetto alla base della tipologia strutturale a controventi concentrici a X utilizzata per il magazzino autoportante verticale prevede, per ciascuna diagonale, che la snellezza normalizzata debba essere in questo caso contenuta in un determinato intervallo ($1.3 \leq \lambda_{\perp} \leq 2$), e i valori di "sovraresistenza" Ω_i , per poter realizzare un meccanismo plastico globale della struttura, non devono differire dal minimo di più del 25%. Essendo le strutture dei MAV, e delle scaffalature in generale, caratterizzate da un elevato numero di piani di carico e da un'altezza di interpiano

estremamente ridotta, non è stato possibile per questa particolare tipologia di struttura, rispettare i valori limite di variazione della sovraresistenza ($\Omega_{\max} - \Omega_{\min} \leq 25\%$) per i 17 livelli nonostante si siano utilizzati una grande varietà di elementi in termini di sezione trasversale e di qualità di acciaio. I valori limite vengono rispettati dal secondo piano fino ai due terzi dell'altezza del magazzino, dando luogo a due zone caratterizzate da un comportamento essenzialmente elastico, rendendo così incerto il valore di struttura applicato. I due casi studio trattati hanno portato ad un confronto in termini di costi e di semplicità progettuale; malgrado le prescrizioni della normativa tecnica vigente non siano stati rispettati interamente, la progettazione eseguita utilizzando un fattore di struttura maggiore di 1 ha portato ad un risparmio in peso di acciaio dell'11% rispetto all'altro approccio progettuale, valore che, in relazione al prezzo totale di questa particolare tipologia di edificio risulta essere vantaggioso dal punto di vista economico, allo stesso modo però, data la grande varietà di profili utilizzati, si ha una maggiore complessità nella realizzazione dei dettagli costruttivi rispetto alla progettazione condotta adottando un fattore di struttura unitario. I risultati ottenuti dall'analisi non lineare, condotta per valutare le prestazioni strutturali sotto le azioni sismiche del MAV, mostrano, in entrambi i due approcci progettuali condotti (progettazione elastica $q=1$, progettazione "dissipativa" $q=2$), la formazione delle cerniere plastiche nella parte inferiore della struttura; si evince, dunque, un comportamento "non dissipativo" di una fascia localizzata in sommità che risulta essere soggetta ad azioni di bassa intensità tali da non determinare lo sviluppo di deformazioni plastiche. L'analisi elastica non lineare per il caso studio con $q=1$ è stata condotta facendo l'ipotesi che i collegamenti siano sovraresistenti rispetto alle diagonali dei controventi, con questa ipotesi si ottiene la formazione delle cerniere plastiche su 5 dei 17 livelli del magazzino, una duttilità globale all'incirca pari a 2 ed un fattore di struttura dello stesso valore. La push-over eseguita per il $q=2$ mostra la formazione delle cerniere plastiche in 8 dei 17 livelli della struttura, una duttilità globale all'incirca pari a 3 e un fattore di struttura dello stesso valore. La diffusione delle cerniere plastiche e la duttilità globale sono stati ottenuti facendo l'ipotesi che il comportamento dell'acciaio sia elastico perfettamente-plastico, non considerando quindi l'incrudimento dello stesso. I valori sopra citati rappresentano risultati preliminari, sarebbe necessario effettuare altre analisi considerando diverse geometrie, i diversi legami dell'acciaio, in particolare l'incrudimento, e l'influenza delle diagonali compresse.

Bibliografia

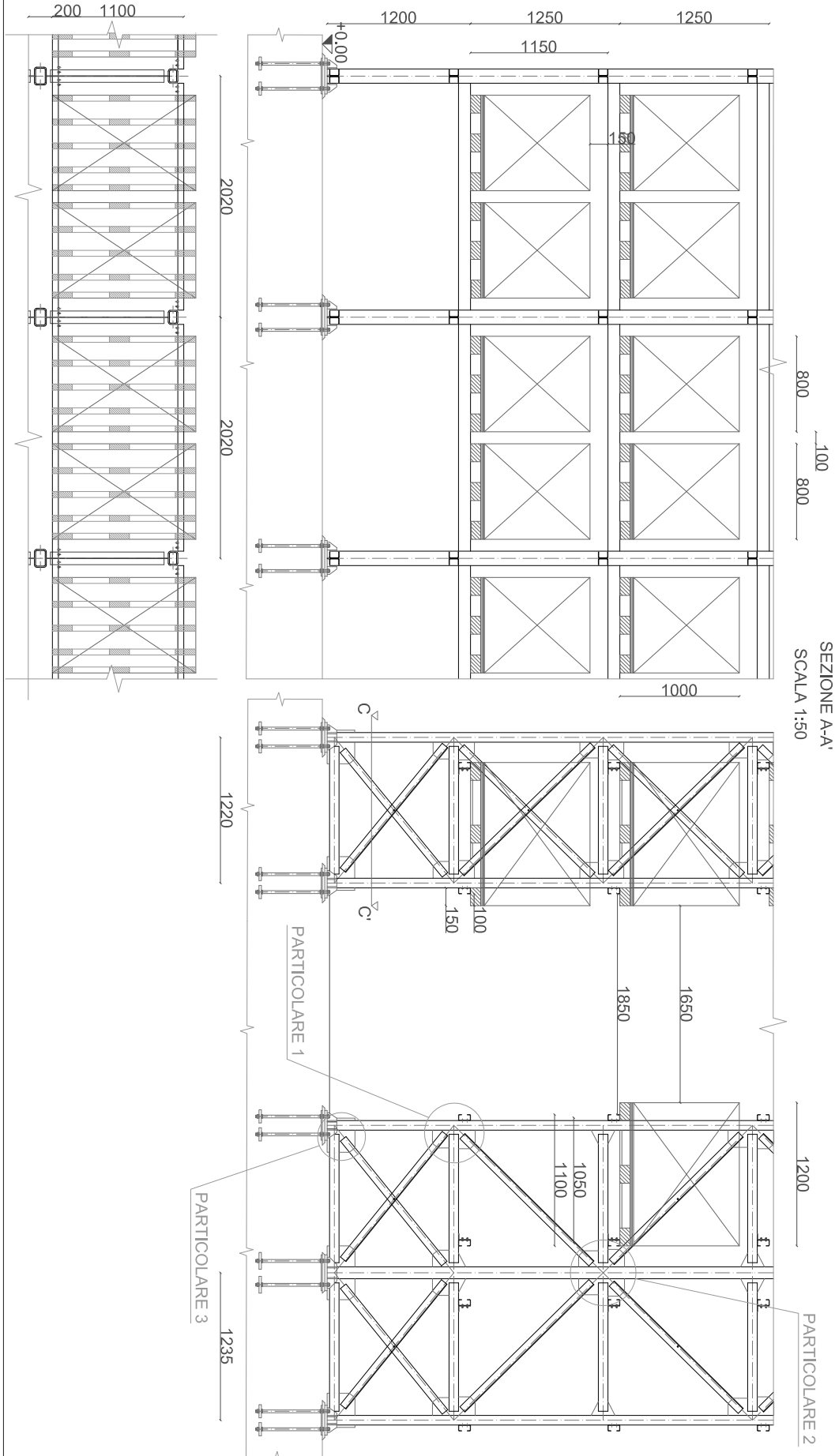
1. European Standard, EN 15878:2010 “*Steel static storage systems – Terms and definitions*”;
2. European Standard, EN 15512:2009 “*Steel static storage systems – Adjustable Pallet racking systems – Principles for structural design*”;
3. European Standard, EN 15629:2009 “*Steel static storage systems – Specification of storage equipment*”;
4. European Standard, EN 15635:2009 “*Steel static storage systems - Application and maintenance of storage equipments*”;
5. European Standard, EN 15620:2009 “*Steel static storage systems - Adjustable Pallet racking – Tolerances, deformations and clearances*”;
6. FEM 10.2.09 “*Cantilever Design Code*” - Version 0.11 – May 2012 (scaffalature cantilever);
7. European Standard, EN 16681 “*Steel static storage systems - Adjustable pallet racking systems - Principles for seismic design*”;
8. FEM 10.2.08 “*Recommendations for the design of static steel pallet racks in seismic conditions*” - Version 1.04 – May 2011;
9. FEMA 460 - Seismic Considerations for Steel Storage racks Located in Areas Accessible to the Public - Prepared by the Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., September 2005;
10. RMI (Rack Manufacturer INSTITUTE) “*Specification for Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks*” MH16.1:2008;
11. UNI/TS 11379: 2010 “*Progettazione sotto carichi sismici delle scaffalature per lo stoccaggio statico di pallet*”;
12. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: “*General rules, seismic actions and rules for buildings*”;
13. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: “*General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*”, EN 1993-1-3:2006, incorporating corrigendum November 2009;
14. Eurocode 5: “*Design of timber structures*” - Part 1-1: General – “*Common rules and rules for buildings*”, EN 1995-1-1:2004 + A2:2014 (E), incorporating corrigendum June 2006;

15. Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14.01.2008, integrate con la Circolare applicativa, 02.02.2009, n. 617, C.S.LL.PP.-III edizione;
16. “*Guida alla sicurezza delle scaffalature e dei soppalchi*”, Luigi Galli, Gruppo di lavoro UNICMI-CISI, MAGGIO 2015, Phasar Edizioni;
17. <http://www.promozioneacciaio.it>, “Fondazione Promozione Acciaio”;
18. “*Seismic behaviour of steel storage pallet racking systems*”, Professore Ingegnere Carlo Andrea Castiglioni, Structural Engineering Department, Politecnico di Milano, Italy.



SALDATURE		SALDATURE		SALDATURE	
TIPO	SIME.	Z	a	UNIF.	MAT.
CORONA D'ANGOLO *	$\frac{b}{4}$	S.p. min. elementi da collegare	0,72	ISO3834	S355
COMPLETA PENETRAZIONE *	$\frac{b}{4}$	S.p. min. elementi da collegare		ISO3834	S355
* Le saldature seguono la rappresentazione UNI-EN 22553.					

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			NOTE	
OGGETTO	NORMA	QUALITA'		
PROFILATI CAVI	UNI EN 10210-1	S355JR, S275JR, S235JR		
PROFILATI APERTI	UNI EN 10219-1	S355JR		
SCOTTI	UNI EN 10025	S355JR		
PROFILATI AD "L"	UNI EN 10056 1/2	S355JR, S275JR, S235JR		
BULLONATURA	UNI 5737	10.9	Bulloni parzialmente bullati con l'assistenza all'installazione	
SALDATURE	ISO 3834	S355	Lo spessore e la larghezza delle saldature sono indicati nelle indicazioni.	



UNIVERSITA' DI PISA
SCUOLA DI INGEGNERIA
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE
IN INGEGNERIA EDILE E DELLE COSTRUZIONI CIVILI
TESI DI LAUREA MAGISTRALE

RELATORE: PROF. ING. WALTER SALVATORE
RELATORE: ING. FRANCESCO MORELLI
RELATORE: ING. FRANCESCO LIPPI
CANDIDATO: VALENTINA FALLENI

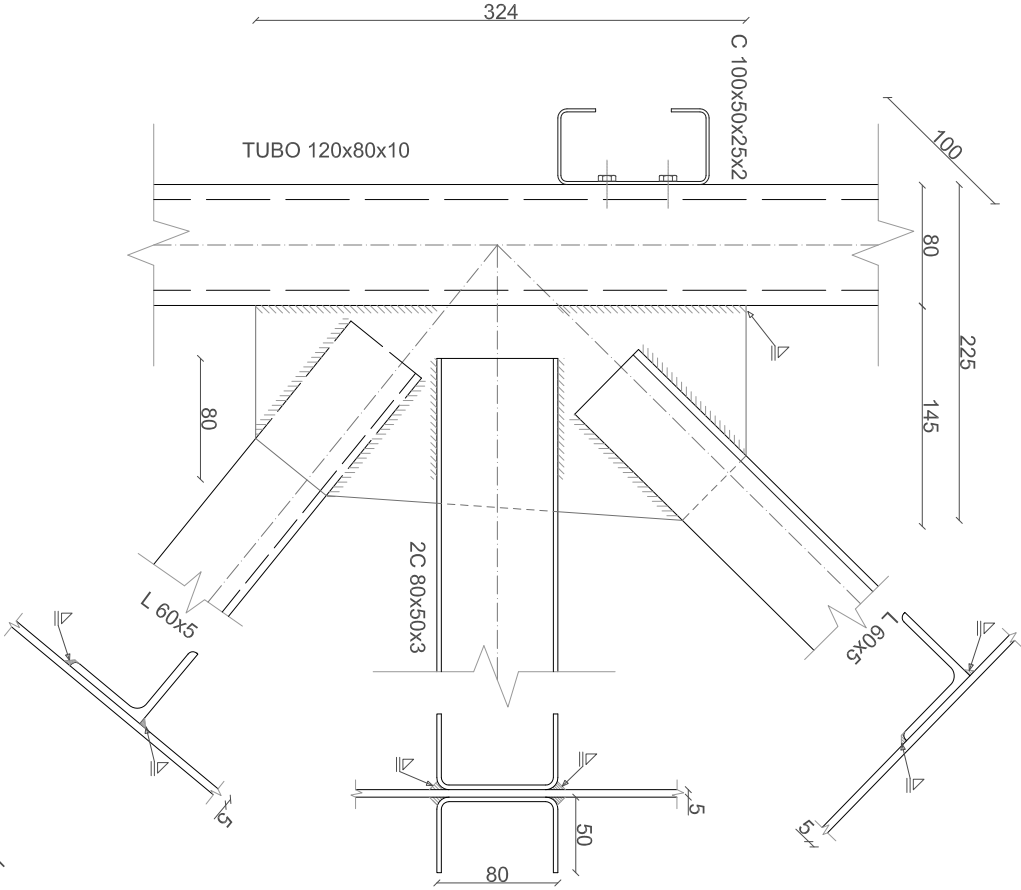
PROGETTAZIONE SISMICA DI UN
MAGAZZINO
AUTOPORTANTE VERTICALE

SCALA: 1:200
UNITA' DI MISURA: mm
TAV. 1/2.

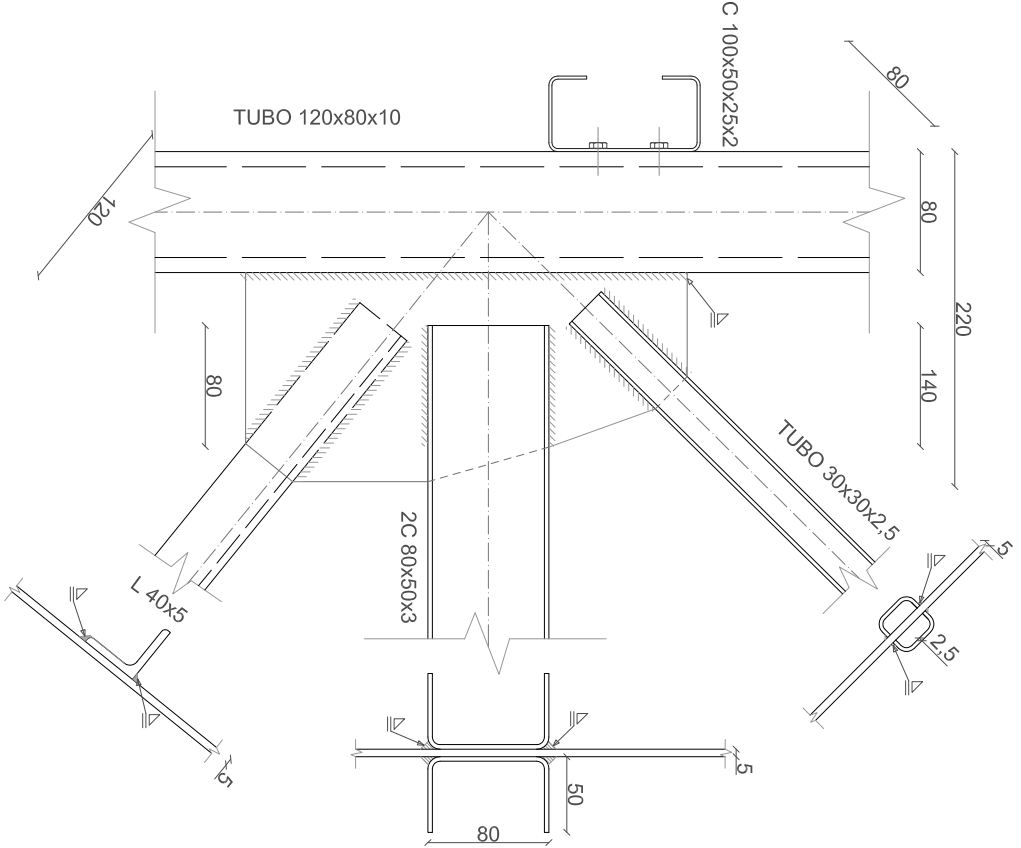
OGGETTO :
- SEZIONE TRASVERSALE
- SEZIONE LONGITUDINALE
- PARTICOLARE CELLA DI CARICO

NORMATIVE:
N.T.C. DM Infrastrutture 14 gennaio 2008
Circolare 2 Febbraio 2009 n°617/C.S.LL.P.P.
Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1:2005

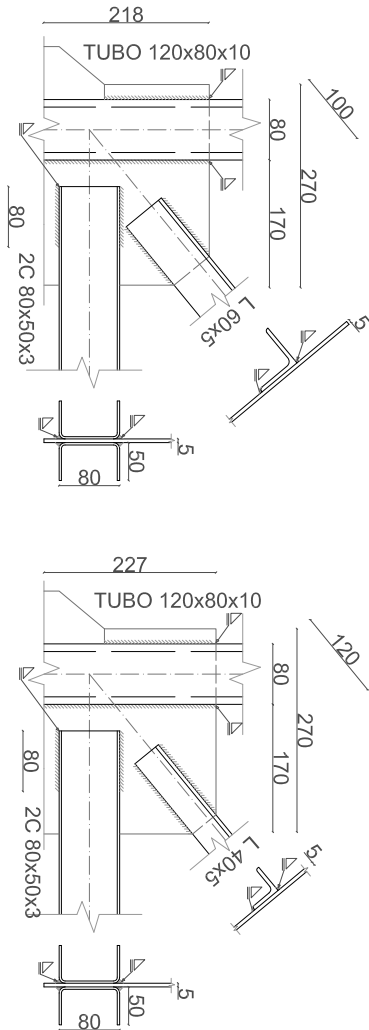
PARTICOLARE 1
SCALA 1:5



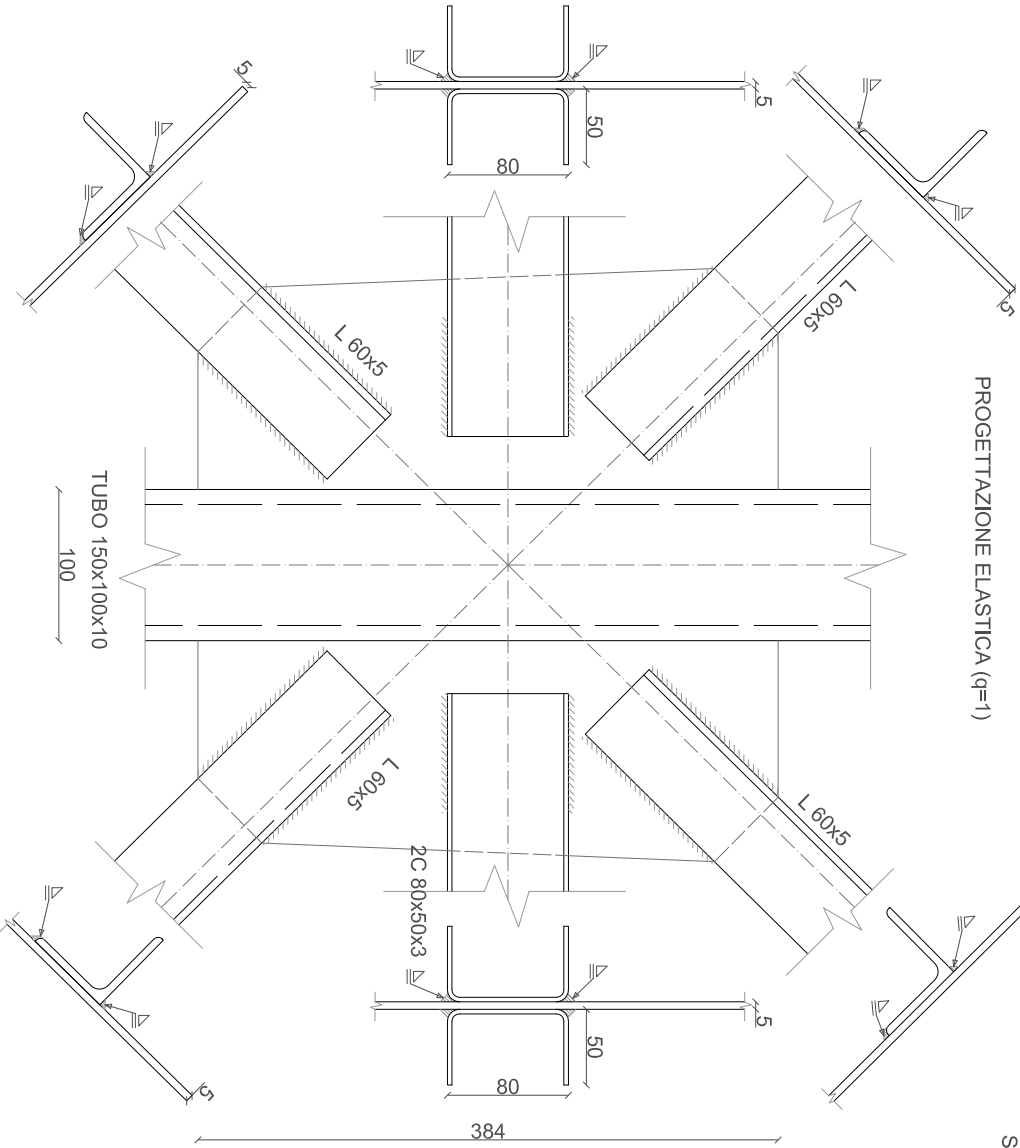
PROGETTAZIONE DISSIPATIVA (q=2)



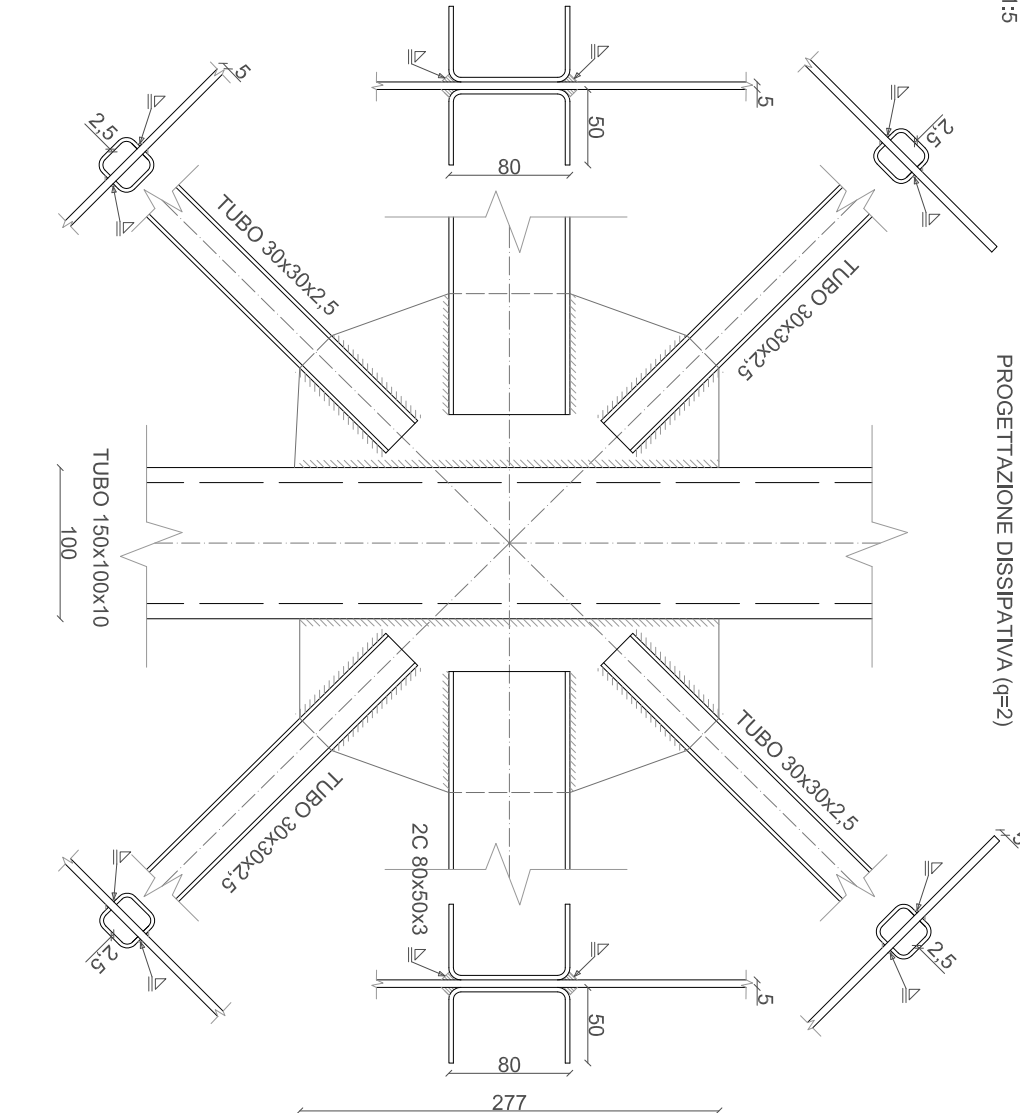
PARTICOLARE 3
SCALA 1:10



PROGETTAZIONE ELASTICA (q=1)



PARTICOLARE 2
SCALA 1:5



PROGETTAZIONE DISSIPATIVA (q=2)

SALDATURE				
TIPO	SIMB.	Z	a	UNIF.
CORDONE D'ANGOLO *		Sp. min. elementi da collegare	0,7z	ISO3834 S355
COMPLETA PENETRAZIONE *		Sp. min. elementi da collegare		ISO3834 S355

* Le saldature seguono la rappresentazione UNI-EN 22553.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
OGGETTO	NORMA	QUALITA'	NOTE
PROFILATI CAVI	UNI EN 10210-1/1	S355JR, S275JR, S235JR	
PROFILATI APERTI	UNI EN 10219-1	S355JR	
SOTTILI	UNI EN 10025	S355JR	
PROFILATI AD T*	UNI EN 10056 1/2	S355JR, S275JR, S235JR	
BULLONATURA	UNI 5737	10.9	Bulloni parzialmente filetti con spessore e lunghezza delle estremità superiori agli elementi collegati salvo diversa indicazione.
SALDATURE	ISO 3834	S355	



UNIVERSITA' DI PISA

SCUOLA DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE

IN INGEGNERIA EDILE E DELLE COSTRUZIONI CIVILI

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

RELATORE: PROF. ING. WALTER SALVATORE

RELATORE: ING. FRANCESCO MORELLI

RELATORE: ING. FRANCESCO LIPPI

CANDIDATO: VALENTINA FALLENI

PROGETTAZIONE SISMICA DI UN MAGAZZINO AUTOPORTANTE VERTICALE

SCALA:	1:200	UNITA' DI MISURA:	mm	TAV.	2/2.
	1:100				
	1:5				

OGGETTO :

- PARTICOLARE 1, NODO TRAVE-COLONNA
- PARTICOLARE 2, NODO TRAVE-COLONNA
- PARTICOLARE 3, NODO TRAVE-COLONNA

NORMATIVE:

N.T.C. DM Infrastrutture 14 gennaio 2008
Circolare 2 Febbraio 2009 n°617/C.S.I.L.P.P.
Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1:2005